

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO DA DURABILIDADE DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO COM AUXÍLIO DE SOFTWARE**

DANIEL DINELLI DUQUE PINTO

ORIENTADOR: FRANCISCO EVANGELISTA JÚNIOR

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA
CIVIL**

BRASÍLIA / DF: 07 / 2018

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DA DURABILIDADE DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO COM AUXÍLIO DE SOFTWARE**

DANIEL DINELLI DUQUE PINTO

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

**PROF. FRANCISCO EVANGELISTA JÚNIOR, PhD. (University of Illinois at Champaign-Urbana)
(ORIENTADOR)**

**PROF. LUCIANO MENDES BEZERRA, PhD. (Carnegie Mellon University)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**IAGO FREITAS DE ALMEIDA, MSc. (Universidade de Brasília)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 6 de JULHO de 2018.

FICHA CATALOGRÁFICA

PINTO, DANIEL DINELLI DUQUE	
Estudo da durabilidade de estruturas de concreto armado com auxílio de software [Distrito Federal] 2018.	
xii, 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2018)	
Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Vida útil	2. Durabilidade de estruturas
3. Modelos Físicos e Matemáticos	4. Confiabilidade de estruturas
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PINTO, D.D.D. (2018). Estudo da durabilidade de estruturas de concreto armado com auxílio de software. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Daniel Dinelli Duque Pinto

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Estudo da durabilidade de estruturas de concreto armado

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2018

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Daniel Dinelli Duque Pinto

SHIN CA5, Bloco H, Apto 422

71855-160 - Brasília/DF – Brasil - Universidade de Brasília

Faculdade de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

SUMÁRIO

LISTA DE SIMBOLOS.....	VI
LISTA DE FIGURAS	IX
LISTA DE TABELAS	X
LISTA DE GRÁFICOS	XI
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	XII
RESUMO.....	XIII
1 INTRODUÇÃO.....	9
1.1 DEFINIÇÕES ADOTADAS NESTE TRABALHO	9
1.2 MOTIVAÇÃO.....	10
1.2.1 SUSTENTABILIDADE NA CONSTRUÇÃO CIVIL.....	11
1.3 OBJETIVOS.....	13
1.3.1 <i>Obejtivos gerais</i>	13
1.3.2 <i>OBJETIVOS específicos</i>	13
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	14
2.1 CONCEITOS IMPORTANTES E INTRÍNSECOS À DURABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO E DE AÇO.....	14
2.1.1 CONCEITOS DADOS PELA ABNT NBR 6118 e ABNT 12655.....	14
2.1.2 <i>MECANISMOS PREPONDERANTES DE DETERIORAÇÃO</i>	16
2.1.3 <i>CONCEITOS APRESENTADOS EM NÍVEL INTERNACIONAL</i>	16
2.1.4 <i>ATAQUES QUÍMICOS</i>	17
2.1.5 <i>LIXIVIAÇÃO</i>	18
2.1.6 <i>ATAQUE DE SULFATOS</i>	18
2.1.7 <i>ATAQUE DE AGENTES ÁCIDOS</i>	19
2.1.8 <i>REAÇÕES ÁLCALI-AGREGADOS</i>	19
2.1.9 <i>CORROSÃO DO AÇO ESTRUTURAL</i>	21
2.1.10 <i>ATAQUES FÍSICOS</i>	21
2.1.11 <i>DANOS PROVOCADOS POR VARIAÇÕES TÉRMICAS</i>	21
2.1.12 <i>COMBINAÇÃO DE EFEITOS</i>	22
2.2 CONCEITO DE VIDA ÚTIL E DEFINIÇÃO DO FINAL DE VIDA	22
2.3 CONCEITO DE CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS	23
2.3.1 <i>CORROSÃO DA ARMADURA EM CONCRETO ARMADO oriundas da carbonatação</i>	23
2.3.2 <i>CARBONATAÇÃO</i>	24
2.4 TAXA DE CORROSÃO DA ARMADURA	27
2.4.1 <i>Perda de capacidade do concreto armado</i>	27
2.5 MÉTODOS PARA ESTIMAR VIDA ÚTIL	28
2.5.1 VIDA ÚTIL COM BASE EM EXPERIÊNCIAS ANTERIORES.....	28
2.5.2 ENSAIOS ACELERADOS	28
2.5.3 MÉTODO COM ENFOQUE DETERMINISTA	29
2.5.4 ENFOQUE ESTOCÁSTICO E DETERMINISTA	30
2.5.5 MODELOS MATEMÁTICOS	30
2.6 CÁLCULO DE CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS	31
2.6.1 <i>Conceitos básicos de probabilidade</i>	31
2.6.2 <i>Parâmetros de uma variável aleatória</i>	32
2.6.3 <i>Distribuições probabilísticas</i>	33
2.6.4 <i>Função de falha (função de comportamento ou função de estado limite)</i>	34
2.6.5 <i>Índice de confiabilidade</i>	35
2.6.6 <i>índices de confiabilidade relacionados à vida do projeto</i>	38

3	METODOLOGIA UTILIZADA PARA ELABORAÇÃO DO TRABALHO	40
3.1	ATIVIDADES	40
3.1.1	<i>Revisão Bibliográfica</i>	<i>40</i>
3.1.2	<i>Adoção de modelos matemáticos</i>	<i>40</i>
3.1.4	<i>Análises dos resultados</i>	<i>41</i>
4	ANÁLISE DE DADOS	42
4.1	VALORES CARACTERÍSTICOS	42
4.1.1	<i>momentos solicitantes</i>	<i>42</i>
4.2	CONDIÇÕES CLIMÁTICAS DE BRASÍLIA	44
4.3	ROTINAS IMPLMENTADAS	44
4.4	RESULTADOS OBTIDOS	47
4.4.1	<i>condições climáticas</i>	<i>47</i>
4.4.2	<i>Tempo para a carbonatação atingir a armadura</i>	<i>47</i>
4.4.3	<i>Confiabilidade calculada sem corrosão</i>	<i>48</i>
4.4.4	<i>confiabilidade calculada com efeito da corrosão</i>	<i>48</i>
4.4.5	<i>Confiabilidade para valores de cobrimentos diferentes</i>	<i>50</i>
4.4.6	<i>Confiabilidade para valores de cobrimento de 30mm</i>	<i>50</i>
4.4.7	<i>Confiabilidade para valores de cobrimento de 35mm</i>	<i>52</i>
4.4.8	<i>Confiabilidade para valores de cobrimento de 40mm</i>	<i>53</i>
4.4.9	<i>Confiabilidade para valores de cobrimento de 50mm</i>	<i>54</i>
4.4.10	<i>Confiabilidade para coeficiente de segurança de 1</i>	<i>55</i>
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	57
5.1	CONCLUSÃO SOBRE O USO DE MODELOS ESTATÍSTICOS	57
5.2	RECOMENDAÇÕES PARA ESTRUTURAS DURÁVEIS	57
5.3	TRABALHOS FUTUROS	59
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	60
	APÊNDICE	62
	<i>Distribuição para f_{ck}</i>	<i>63</i>
	<i>Distribuição para f_{yk}</i>	<i>63</i>
	<i>distribuição de peso específico do concreto</i>	<i>64</i>
	<i>Distribuição para carga Q</i>	<i>64</i>
	<i>Distribuição para taxa de corrosão</i>	<i>65</i>
	<i>distribuição para coeficiente de impacto</i>	<i>65</i>

LISTA DE SIMBOLOS

a	Parâmetro da distribuição Uniforme
A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
$A's$	Área da seção da armadura longitudinal de compressão
b	Parâmetro da distribuição Uniforme
b_f	Largura da mesa da viga
b_w	Largura da alma da viga
C	Valor da confiabilidade da estrutura
d	Altura útil
d'	Altura útil
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
E_s	Módulo de elasticidade do aço
$E(X)$	Valor médio ou a média de uma variável aleatória X
F	Domínio de falha
F	Valor que depende somente de ρ_{ij} e dos coeficientes de variação das variáveis aleatórias não normais
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência à compressão do concreto
f_{ct}	Resistência à tração direta do concreto
$f_{ct,m}$	Resistência media do concreto a tração
$F_{d,ser}$	Valor de cálculo das ações para combinações de serviço
F_{gik}	Valor característico das ações permanentes
F_{q1k}	Valor característico da ação variável principal direta
$F_R(s)$	Representa a probabilidade de $R \leq s$
f_R	Função densidade de probabilidade marginal da resistência
$f_R(r)$	Função densidade de probabilidade da resistência
f_{RS}	Função densidade de probabilidade conjunta
$f_{RS}(r,s)$	Função conjunta de densidade de probabilidade de R e S
f_s	Função densidade de probabilidade marginal da solicitação
$f_s(s)$	Função densidade de probabilidade da solicitação
$f_s(s)ds$	Representa a probabilidade de S assumir um valor entre s e $s+ds$

$F_x(\mathbf{X})$	Função cumulativa de distribuição
$f_x(\mathbf{X})$	Função densidade de probabilidade
$f_{yd} f_{yk}$	Resistência de cálculo à tração do aço
$g(\mathbf{Y})$	Resistência à tração do aço
$g(\mathbf{Y}^K)$	Função de falha escrita em função das variáveis no espaço normal padrão
$G(\mathbf{X})$	Valor da função de falha no espaço reduzido
h	Função de estado limite no espaço original
h_f	Altura da viga
M_{rd}	Momento resistente de cálculo
M_{sd}	Momento solicitante de cálculo
M_{sp}	Momento solicitante por carga permanente
M_{spadic}	Momento solicitante por carga adicional para cálculo do momento por carga permanente
M_{sp1}	Momento auxiliar para o cálculo do momento solicitante por carga permanente
M_{sq}	Momento solicitante por carga móvel

M_{sq1}	Momento auxiliar para o cálculo do momento por carga móvel
P_f	Probabilidade de falha associada ao problema
Q	Carga móvel
Q_{in}	Valor nominal da i-ésima carga (ou seu efeito)
R	Resistência do elemento
R_{cd}	Força que age no concreto
R_n	Resistência nominal
R_K	Valor característico da resistência Força
R_{sd}	que age no aço de tração Força que
R'_{sd}	age no aço de compressão Solicitação
S	imposta ao elemento Valor
S_K	característico da solicitação
$Var(X)$	Variância de uma variável aleatória X
w	das fissuras Profundidade da
x	linha neutra
X	Indicador de variável aleatória

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 - Vida útil para os fenômenos de ação de águas ácidas e lixiviação. (ANDRADE, 2011)	17
Figura 2-2 - Corrosão de concreto armado devido a ataques químicos (ROCHA, 2005).....	18
Figura 2-3 - Exemplos de fissuração em mapa causadas pela reação álcali-agregado - Pilar do vertedouro da Barragem UHE Furnas (PACELLI DE ANDRADE, 1997)	20
Figura 2-4 - Exemplos de fissuração em mapa causadas pela reação álcali-agregado - Pilar do vertedouro da Barragem UHE Furnas (PACELLI DE ANDRADE, 1997)	20
Figura 2-5 - Aspecto micromecânico da RAA (LOPES, 2004)	20
Figura 2-6 - Penetração da carbonatação ao longo do tempo apresentado por Schiessel (1988)	25
Figura 2-7 Vista diagramática da armadura protegida da corrosão em concreto parcialmente carbonatado	26
Figura 2-8 Vista diagramática do início da corrosão da armadura em concreto carbonatado	27
Figura 2-9 Representação da superfície de falha na PDF conjunta: (a) espaço original U; (b) espaço reduzido V (UNIOR)	35
Figura 2-10 - Gráfico de demonstração da margem de segurança (UNIOR)	37

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 - Tabela de classe de agressividade ambiental da NBR 6118	14
Tabela 2-2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento da NBR 6118.....	15
Tabela 2-3 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto da NBR 6118.....	15
Tabela 2-4 - Relação entre Índice de confiabilidade β e probabilidade de falha P_f	38
Tabela 2-5 - Classes de conseqüências e confiabilidade, e valores de índices de confiabilidade (JCSS1 , 2000; CEN, 2001; Gulvanessian et al., 2002).	39
Tabela 4-1 - Umidade relativas do ar de 1981 a 2010 (INMET).....	44
Tabela 4-2 - Coeficientes e tipo de distribuição de variáveis aleatórias	45
Tabela 4-3 - Confiabilidade β para cobrimentos de 25mm e coeficiente de segurança de 1,4	49
Tabela 4-4 - Confiabilidade β para cobrimento de 30mm e coeficiente de segurança de 1,4.51	
Tabela 4-5 - Confiabilidade β para cobrimento de 35mm e coeficiente de segurança de 1,4.52	
Tabela 4-6 - Confiabilidade β para cobrimento de 40mm e coeficiente de segurança de 1,4.53	
Tabela 4-7 - Confiabilidade β para cobrimento de 50mm e coeficiente de segurança de 1,4.54	
Tabela 4-8 - Confiabilidade β para cobrimento de 25mm e coeficiente de segurança de 1...56	
Tabela 0-1 - Distribuições utilizadas.....	62

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 4-1 – Histograma de umidade relativa em Brasília	47
Gráfico 4-2 - Índice de confiabilidade ao longo do tempo T para cobrimento de 25mm e coeficiente de segurança de 1,4.....	50
Gráfico 4-3 - Índice de confiabilidade ao longo do tempo T para cobrimento de 30mm e coeficiente de segurança de 1,4.....	51
Gráfico 4-4 - Índice de confiabilidade ao longo do tempo T para cobrimento de 35mm e coeficiente de segurança de 1,4.....	52
Gráfico 4-5 - Índice de confiabilidade ao longo do tempo T para cobrimento de 40mm e coeficiente de segurança de 1,4.....	54
Gráfico 4-6 - Índice de confiabilidade ao longo do tempo T para cobrimento de 50mm e coeficiente de segurança de 1,4.....	55
Gráfico 4-7 - Confiabilidade β para cobrimento de 25mm e coeficiente de segurança de 1..	56
Gráfico 0-1 - Gráfico com distribuição Lognormal do f_{ck} unitário	63
Gráfico 0-2 - Gráfico com distribuição Lognormal do f_{yk}	63
Gráfico 0-3 - Gráfico com distribuição normal do peso específico do concreto (γ)	64
Gráfico 0-4 - Gráfico com distribuição normal da carga Q.....	64
Gráfico 0-5 - Gráfico com distribuição normal da taxa de corrosão (Cr).....	65
Gráfico 0-6 - Gráfico com distribuição normal do coeficiente de impacto (ϕ)	65

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AsBEA = Associação Brasileira dos Escritórios de Arquitetura

CBCS = Conselho Brasileiro de Construção Sustentável

ACI = *The American Concrete Institute*

NACU = *National Association of Cement Users*

MEF = Método de elementos finitos

RAA = Reações álcali-agregado

RESUMO

Este trabalho tem o objetivo de analisar estruturas de concreto armado de pontes e viadutos em Brasília quanto a suas propriedades de durabilidade e tempo de vida útil. Para tal análise, será utilizado o Excel como ferramenta para fazer análise de confiabilidade e simular todas as funções de aleatórias utilizadas neste trabalho.

O trabalho foi baseado em pesquisas, livros, normas e artigos nacionais e internacionais referentes a dimensionamento e análise de comportamento de estruturas de concreto.

Nele são explicados e exemplificados os conceitos fundamentais que envolvem a durabilidade de estruturas de concreto, bem como metodologias probabilísticas utilizadas para aplicação do estudo à realidade de Brasília, bem como os métodos matemáticos adotados na pesquisa para a análise dos fenômenos físicos e químicos inerentes ao processo de deterioração de estruturas.

O estudo em questão e suas possibilidades futuras permitirão obter a confiabilidade de estruturas no cálculo do seu tempo de vida útil, com a possibilidade de se obter medidas para evitar acidentes e ruína de pontes e viadutos. Tendo em vista que nos dias atuais o processo de cálculo da vida útil na construção civil é um tanto imprecisa, se comparada ao resultado esperado deste trabalho ao final de todas as pesquisas possíveis a serem realizadas.

Além disso, normas brasileiras não obrigam o projetista a aplicar o conceito de confiabilidade de cálculos em estruturas de concreto. Portanto, esse estudo serve, também para ser mostrada a importância deste cálculo na análise de estruturas de concreto armado.

1 INTRODUÇÃO

1.1 DEFINIÇÕES ADOTADAS NESTE TRABALHO

- Vida útil para depassivação da armadura: Período de tempo que vai até a depassivação da armadura, normalmente denominado de período de iniciação. Corresponde ao período de tempo necessário para que a frente de carbonatação ou a frente de cloretos atinja a armadura. O fato da região carbonatada ou de certo nível de cloretos atingir a armadura e teoricamente depassivá-la, não significa que necessariamente a partir desse momento haverá corrosão importante, apesar de que em geral ela ocorre. Esse período de tempo, no entanto, é o período que deve ser adotado no projeto da estrutura, a favor da segurança (Andrade, at a., 2011);
- Vida útil de serviço: Período de tempo que vai até o momento em que aparecem manchas na superfície do concreto, ou ocorrem fissuras no concreto de cobrimento, ou ainda quando há o destacamento do concreto de cobrimento. É muito variável de um caso para outro, pois depende das exigências associadas ao uso da estrutura. Enquanto em certas situações é inadmissível que uma estrutura de concreto apresente manchas de corrosão ou fissuras, em outros casos somente o início da queda de pedaços de concreto, colocando em risco a integridade de pessoas e bens, pode definir o momento a partir do qual se deve considerar terminada a vida útil de serviço (Andrade, at a., 2011);
- Durabilidade: é a capacidade de manter a funcionalidade de um produto, componente, montagem ou construção durante um período especificado. A funcionalidade é vista como a capacidade do deste componente em executar a (s) função (ões) para as quais estes foram projetados e construídos. (ACI 365.1R-00)

1.2 MOTIVAÇÃO

Um problema recorrente e crescente em estruturas de concreto armado é a degradação precoce destas estruturas. Tendo isso em vista, é notável que essa problemática não é adequada às exigências atuais de mercado, levando em consideração as exigências econômicas. Além disso, uma nova demanda de mercado é relacionada com a sustentabilidade na construção civil. A combinação desses fatores demanda a melhoria, entre outros fatores, nos aspectos de projeto voltados à durabilidade e à extensão da vida útil das estruturas de concreto armado e pretendido (CLIFTON, 1993).

Várias instituições e profissionais nacionais e internacionais têm contribuído para introduzir e consolidar novos conceitos em defesa da durabilidade com a finalidade aumentar de vida útil das estruturas de concreto (ANDRADE, 2011).

Segundo o *fib Model Code for Service Life Design* (código modelo para vida de serviço de projeto) por exemplo, trata da questão da vida útil em estruturas de concreto e aponta três aspectos que estão relacionados a durabilidade destas estruturas:

- Métodos de Introdução ou Verificação da Vida Útil no Projeto;
- Procedimentos de Execução e Controle de Qualidade;
- Procedimentos de Uso, Operação e Manutenção.

Porém, diversos estudos são feitos com a intenção de estender a vida útil das estruturas, não se preocupando com o superdimensionamento, elevando o custo da construção sem uma real análise e determinação da vida útil. Sabemos que a missão do engenheiro civil não é só projetar a estrutura mais segura, e sim dimensionar uma estrutura com o melhor custo-benefício dentro do prazo de vida útil da mesma. Nos dias atuais, também é necessário observar o conceito de sustentabilidade na construção civil que será discutido mais afundo no item 1.2.1

Vários estudos foram feitos para analisar os gastos com manutenção e reparo de estrutura. Porém não se vê tão enfatizada a preocupação com os gastos excessivos em estruturas com uma duração além da vida útil de projeto.

Um outro motivo importante para a elaboração deste trabalho é a ampla possibilidade de trabalhos futuros. Sendo o resultado deste trabalho pertinente, é possível a execução de futuros trabalhos como o ensaio das estruturas analisadas para se obter a contribuição de cada fator degradante do concreto, obtendo um modelo matemático ainda mais próximo da realidade para se estimar a vida útil das estruturas.

1.2.1 SUSTENTABILIDADE NA CONSTRUÇÃO CIVIL

O conceito de sustentabilidade vem se desenvolvendo e se tornando cada vez mais notável em cenário global. Este conceito, porém, é muito abrangente, quando se leva em conta a conotação que pode ser tomada por cada área que a sustentabilidade é empregada. Além disso, é um conceito relativamente novo, que sofre alterações constantemente.

O conceito de desenvolvimento sustentável (pode-se dizer que está incluído dentro de sustentabilidade) foi apresentado pela primeira vez na década de 80 pelo relatório de *Brundtland*. Em 1992 houve uma retomada importante deste tema na declaração do Rio sobre o meio ambiente, que foi o resultado das discussões da Conferência das Nações Unidas sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento, ocorrida em junho no Rio de Janeiro, a ECO-92. A qual reafirmou a Declaração da Conferência das Nações Unidas sobre o Meio Ambiente Humano, realizada em Estocolmo, em 1972.

Dentre vários conceitos de sustentabilidade, destaca-se em particular para este trabalho a sustentabilidade na construção civil. Para isso serão destacados os princípios básicos da construção sustentável apresentado pela Associação Brasileira dos Escritórios de Arquitetura - AsBEA, o Conselho Brasileiro de Construção Sustentável - CBCS e outras instituições, que são citados abaixo (CORREA, 2009):

- Aproveitamento de condições naturais locais;
- Utilização do maximamente aproveitada de terrenos, integrando-os ao ambiente natural;
- Implantação e análise do entorno;
- Redução de impactos no entorno como na paisagem, em temperaturas, na concentração de calor, e na sensação de bem-estar;
- Aumento da qualidade ambiental interna e externa;
- Gestão sustentável da implantação da obra;
- Adaptação às necessidades atuais e futuras dos usuários;
- Uso de matérias-primas que contribuam com a eco-eficiência do processo;
- Redução do consumo energético;
- Redução do consumo de água;
- Redução, reutilização, reciclagem e deposição corretamente os resíduos sólidos;
- Introdução de inovações tecnológicas sempre que possível e viável;
- Educação ambiental, relacionada com a conscientização dos envolvidos no processo.

Dentro destes conceitos é fácil notar a importância de se ter estruturas de concreto que sejam dimensionadas para o tempo que foi projetada. Visto que restringindo o uso de matérias-primas ao necessário traz não só uma economia financeira na construção, mas redução em consumo de matéria-prima que seria mal utilizada, uma redução de consumo de água, de consumo energético, uma maior possibilidade de reutilização de materiais.

Além disso, com o avanço da tecnologia, existe uma tendência para que as construções sejam cada vez mais eficientes em questões de aproveitamento energético e aproveitamento territorial, que causem menos impacto ambiental, que sejam construídas com materiais mais resistentes e de tecnologia mais avançada e que tenham melhor desempenho térmico, acústico e de conforto ao usuário.

Com isso, nota-se a importância de ter estruturas em que cada parte seja dimensionadas de forma mais precisa para o seu tempo de vida útil, evitando gastos excessivos com construções que se sustentarão de forma ineficiente ou terão parte de sua estrutura atendendo a seus critérios de serviço e desempenho e partes não atendendo.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVOS GERAIS

O objetivo desse trabalho é analisar o comportamento de estruturas de concreto armado levando em consideração seus fenômenos de degradação na cidade de Brasília. Para isso serão utilizadas metodologias probabilísticas para a obtenção da confiabilidade da durabilidade de pontes e viadutos na cidade.

Neste trabalho serão analisadas estruturas ou parte dessas estruturas em suas diversas formas de degradação, descritas ao longo do trabalho, com enfoque na degradação da armadura pelo efeito da corrosão oriundas do efeito da carbonatação.

Com a simulação de fenômenos degradantes de estruturas generalizada, será obtido valores de referência de confiabilidade para a adoção de barras de aço na construção de pontes e viadutos com a finalidade de obter uma estimativa mais precisa do tempo de vida útil das estruturas e de cada parte delas.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho serão pontuados abaixo:

- Fazer análise de tempo de início de corrosão da armadura oriunda do efeito da carbonatação para o clima de Brasília;
- Obter índices de confiabilidade para estruturas de pontes e viadutos no seu momento de construção com um coeficiente de segurança de 1,4 e de 1 nos momentos resistentes;
- Obter índices de confiabilidade ao longo de anos com a utilização de diferentes diâmetros de armadura utilizadas para resistência a momentos fletores;
- Obter soluções práticas para realizar projetos com maiores confiabilidades ao longo dos anos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Nesta parte do trabalho serão abordados conteúdos importantes a serem revisados, importantes para o pleno entendimento do mesmo. Serão então apresentados os critérios utilizados de forma didática e resumidos os conhecimentos básicos necessários.

2.1 CONCEITOS IMPORTANTES E INTRÍNSECOS À DURABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO E DE AÇO.

Abaixo serão explicados alguns conceitos importantes sobre a durabilidade de estruturas de concreto armado.

2.1.1 CONCEITOS DADOS PELA ABNT NBR 6118 E ABNT 12655

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 12655:2006, os mecanismos mais importantes e frequentes relacionados ao envelhecimento e a deterioração das estruturas de concreto estão descritos nas e listados a seguir.

Estes conceitos serão discorridos mais adiante com a contribuição da norma do ACI ACI 365.1R-00 no item 2.1.2.

Para o estudo em questão, a NBR 6118 caracteriza obras em Brasília como classe de agressividade II segundo a tabela 2-1:

Tabela 2-1 - Tabela de classe de agressividade ambiental da NBR 6118

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Frac	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Caracterizando assim a importância dos itens de preservação e cuidados com a degradação da estrutura, além de indicar o cobrimento mínimo para obras em cada nível de agressividade. Para Brasília, o cobrimento nominal deve ser de 2,5cm para vigas e pilares (estruturas analisadas neste trabalho).

Esses valores podem ser conferidos na tabela 2-2.

Tabela 2-2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento da NBR 6118

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Além disso, a norma também traz indicações quanto a qualidade do concreto a ser utilizado para cada classe de agressividade, mostrados na tabela 2-3.

Tabela 2-3 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto da NBR 6118

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

NOTAS

1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

2.1.2 MECANISMOS PREPONDERANTES DE DETERIORAÇÃO

- **RELATIVOS AO CONCRETO:**

Os mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto são, por exemplo:

- A lixiviação, que ocorre por ação de águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas que dissolvem e transportam os compostos hidratados da pasta de cimento;
- Expansão por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado;
- Expansão por ação das reações entre os álcalis do cimento e certos agregados reativos;
- Reações deletérias superficiais de certos agregados decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica.

- **RELATIVOS À ARMADURA**

São os mecanismos de depassivação por carbonatação, ou seja, por ação do gás carbônico da atmosfera ou por elevado teor de íon cloro (cloreto).

- **MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA PROPRIAMENTE DITA**

São todos aqueles relacionados às ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação.

2.1.3 CONCEITOS APRESENTADOS EM NÍVEL INTERNACIONAL

Em nível internacional o *fib Draft Model Code 2010* apresenta modelos de vida útil para os fenômenos de ação de águas ácidas e lixiviação. Este modelo é apresentado na figura 2-1, onde se ilustra na parte A) a penetração através dos canais permeáveis do concreto de agentes agressivos que estão presentes no meio em que o concreto se encontra; na parte B) a formação de fissuras que ocorre por causa da expansão do aço atingido pela corrosão; na parte C) o destacamento do concreto provocado pelo acúmulo de tensões oriundas da expansão do aço; na parte D) a corrosão a armadura exposta ao meio ambiente, que ocorre de forma acelerada.

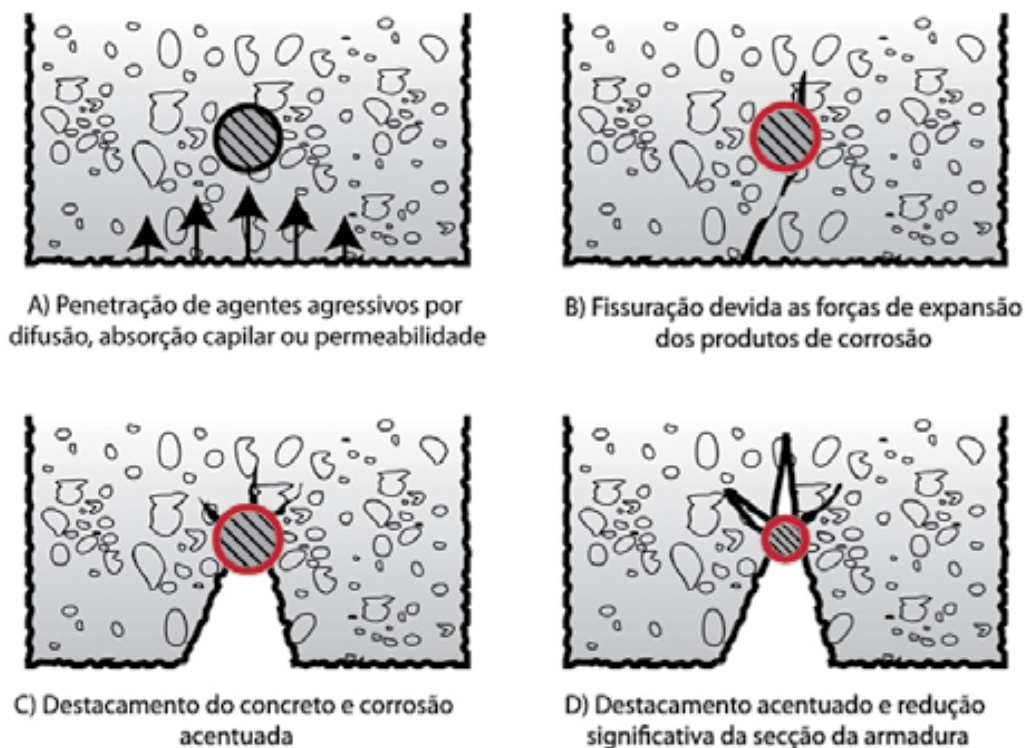


Figura 2-1 - Vida útil para os fenômenos de ação de águas ácidas e lixiviação. (ANDRADE, 2011)

Além disso, segundo a *American Concrete Institute* (ACI) e sua norma ACI 365.1R-00 e outros conhecimentos de causa, ao se falar em durabilidade, fala sobre a combinação de diversos fatores além da combinação dos mesmos. Portanto, serão mostrados nos próximos itens diversos efeitos degradantes com um pequeno resumo sobre cada um deles.

2.1.4 ATAQUES QUÍMICOS

O ataque químico envolve a alteração do concreto através de reação química com a pasta de cimento, agregado grosso ou reforço de aço incorporado. Geralmente, o ataque ocorre na região de superfície exposta do concreto (cobertura de concreto). Mas com a presença de rachaduras ou exposição prolongada, o ataque químico pode afetar toda a seção da estrutura. As causas químicas de deterioração podem ser agrupadas em três categorias:

- Hidrólise de componentes de pasta de cimento;
- Reações de troca de íons cátions entre fluidos agressivos e a pasta de cimento;
- Reações que levam à formação de produtos de expansão. Resultando em ataque químico prolongado que levam de danos estéticos à perda de seção estrutural e comportamento monolítico da estrutura. Também é possível ocorrer ataques químicos ao de aço embutido no concreto.

Na figura 2-2 segue um exemplo de deterioração do concreto por ataques químicos onde já ocorre a exposição da armadura e o efeito de degradação já se contra de forma acentuada e crítica.



Figura 2-2 - Corrosão de concreto armado devido a ataques químicos (ROCHA, 2005)

2.1.5 LIXIVIAÇÃO

A água pura que contém poucos ou nenhuns íons de cálcio, ou águas subterrâneas ácidas presentes na forma de dióxido de carbono dissolvido, ácido carbônico ou íon bicarbonato, tendem a hidrolisar ou dissolver os óxidos alcalinos e os produtos que contêm cálcio, resultando em aumento da permeabilidade em uma estrutura. A taxa de lixiviação depende da quantidade de sais dissolvidos no fluido percolante, da taxa de permeação do fluido através do elemento estrutural e da temperatura. A taxa de lixiviação pode ser reduzida, minimizando a permeação da água através do concreto (cavidades capilares interconectadas) usando concretos e barreiras de baixa permeabilidade.

2.1.6 ATAQUE DE SULFATOS

Os sulfatos presentes nos agregados, solos, águas subterrâneas e água do mar reagem com o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})^2$) e o aluminato tricálcico hidratado (C_3A) para formar gesso e ettringite, respectivamente. Essas reações podem resultar em expansão e produzir concretos com força reduzida por decomposição e expansão dos aluminatos de cálcio hidratados.

2.1.7 ATAQUE DE AGENTES ÁCIDOS

Os ácidos podem combinar com os compostos de cálcio na pasta de cimento hidratada para formar materiais solúveis que são facilmente extraídos do concreto para aumentar a porosidade e a permeabilidade. Os principais fatores que determinam a extensão do ataque são o tipo de ácido e sua concentração e pH. Como a pasta de cimento hidratada é um material alcalino, o concreto feito com agregados quimicamente estáveis é resistente às bases. Os hidróxidos de sódio e potássio em altas concentrações (> 20%), no entanto, podem causar a degradação do concreto.

2.1.8 REAÇÕES ÁLCALI-AGREGADOS

Reconhecido e estudada pela primeira vez em 1940 por Stanton, nos Estados Unidos, a reação álcali-agregado (RAA) é um fenômeno importantante na análise de degradação de estruturas de concreto (LOPES, 2004).

Um dos principais constituintes do concreto é cimento, que por sua vez é um aglomerante hidráulico constituído de cinco fases: silicato tricálcico, silicato bicálcico, aluminato tricálcico, ferro-aluminato tetracálcico e sulfato de cálcio. A presença da água no sistema provoca a dissolução parcial dessas cinco fases e a precipitação dos hidratos que irão fornecer as propriedades mecânicas ao concreto.

Danos estruturais oriundos da reação álcali-sílica ocorrem quando os álcalis (K^+ e Na^+) da solução intersticial e a sílica reativa (S^{2+}) dos agregados reagem, formando um gel hidrofílico (chamado gel álcali-sílica) que aumenta de volume em presença de água, criando uma crescente pressão interna em determinadas regiões da matriz de cimento, induzindo deformações que podem iniciar a micro e macro fissuração do concreto (DORMIEUX, 2002). É possível observar tal formação danosa nas figuras 2-3 e 2-4.

Três requisitos são necessários para a desintegração devido a reações agregadas alcalinas:

- Presença suficientemente alta de álcali;
- Disponibilidade suficientemente alta de umidade;
- Presença de agregados reativos de sílica, silicato ou carbonato.

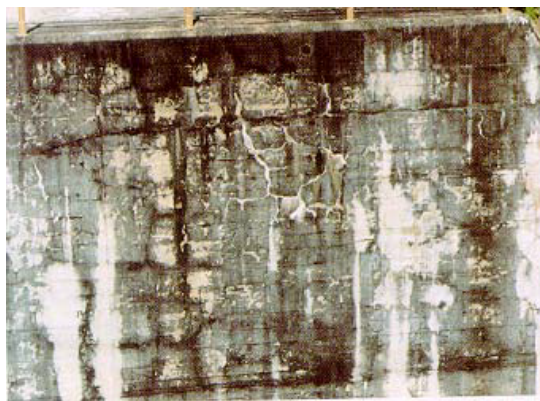


Figura 2-3 - Exemplos de fissuração em mapa causadas pela reação álcali-agregado - Pilar do vertedouro da Barragem UHE Furnas (PACELLI DE ANDRADE, 1997)



Figura 2-4 - Exemplos de fissuração em mapa causadas pela reação álcali-agregado - Pilar do vertedouro da Barragem UHE Furnas (PACELLI DE ANDRADE, 1997)

Para ilustrar o ocorrimto das reações álcali-agregado segue a figura 2-5, onde é possível observar a formação do gel, das fissuras ao redor do agregado quando contem água nos poros do concreto.

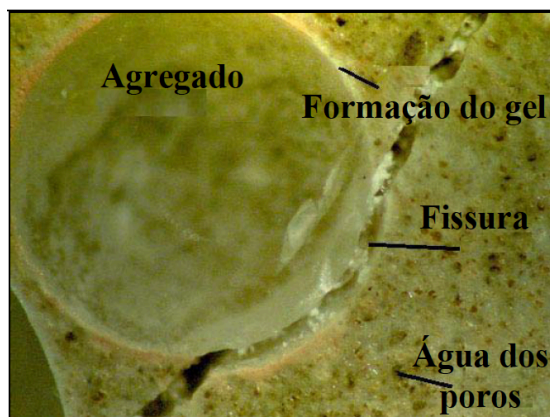


Figura 2-5 - Aspecto micromecânico da RAA (LOPES, 2004)

2.1.9 CORROSÃO DO AÇO ESTRUTURAL

A corrosão do reforço de aço convencional no concreto é um processo eletroquímico que gera a corrosão da superfície do aço. Tanto a água quanto o oxigênio devem estar presentes para ocorrer corrosão. Em concreto, o aço de reforço com cobertura adequada não deve ser suscetível à corrosão porque as condições altamente alcalinas presentes no concreto ($\text{pH} > 12$) provocam a formação de uma película passiva de óxido de ferro na superfície de aço. A carbonatação e a presença de íons de cloreto, no entanto, podem destruir a película protetora. A corrosão do reforço de aço também pode ser acelerada pela presença de correntes elétricas dispersas. O dióxido de carbono (CO_2) penetrante do ambiente reduz o pH do concreto a medida que os hidróxidos de cálcio e alcalino são convertidos em carbonatos. A penetração de CO_2 geralmente é um processo lento, dependente da permeabilidade do concreto, do teor de umidade do concreto, do teor de CO_2 e da umidade relativa ambiente. A carbonatação pode ser acelerada pela presença de fissuras ou de porosidade no concreto.

A presença de íons de cloreto é provavelmente a principal causa de corrosão do aço em uma estrutura de concreto. Os íons de cloreto podem ser contidos involuntariamente nos ingredientes da mistura de concreto. Em ambientes marítimos, é comum a penetração de cloreto cálcio nas estruturas. Como a presença de água, oxigênio e íons de cloreto são fatores determinantes na corrosão do reforço de peças metálicas, a permeabilidade do concreto é a chave para o controle do processo.

2.1.10 ATAQUES FÍSICOS

O ataque físico geralmente envolve a degradação do concreto devido a influências ambientais. Ele se manifesta principalmente em forma de desgaste da superfície e de formação e fissuras. Uma sobrecarga na estrutura também pode ser considerada como um ataque físico. Seus danos podem levar à perda de durabilidade, pois as fissuras resultantes podem fornecer vias diretas para a entrada de produtos químicos prejudiciais, facilitadas pela percolação de água.

2.1.11 DANOS PROVOCADOS POR VARIAÇÕES TÉRMICAS

A temperatura elevada e os gradientes térmicos afetam a resistência e a rigidez do concreto. Além disso, a exposição térmica pode resultar em fissuração do concreto. A resistência do concreto às variações diárias da temperatura é um fator determinante na

durabilidade deste concreto. Como a resposta do concreto às temperaturas elevada é geralmente o resultado de efeitos de mudança de umidade, as diretrizes para o desenvolvimento de estruturas de concreto resistentes a variação de temperatura deve abordar fatores, como tipo de cimento e porosidade do agregado, permeabilidade, estado de umidade e taxa de variação de temperatura.

Além disso, a variação de temperatura pode levar a formação de fissuras e facilitar a percolação de água, deixando a estrutura suscetível à outras formas de degradação.

2.1.12 COMBINAÇÃO DE EFEITOS

A degradação do concreto, particularmente em seus estágios avançados, raramente é devido a um único mecanismo. As causas químicas e físicas da degradação são geralmente tão interligadas que separar a causa do efeito torna-se sempre impossível. Existem informações limitadas em relação à avaliação da vida útil do concreto exposto aos efeitos combinados.

2.2 CONCEITO DE VIDA ÚTIL E DEFINIÇÃO DO FINAL DE VIDA

Apesar das definições dadas no item 2.1, será discorrido mais a fundo a definição de vida útil e apresentado o conceito de final de vida apresentado por Clifton (1991).

A vida útil (do componente ou material de construção) é o período de tempo após a construção, durante o qual todas as propriedades excedem os valores mínimos aceitáveis quando mantidos rotineiramente. Existem diversos tipos de vida útil em bibliografias em todo mundo. Em particular, três tipos de vida útil são notáveis a este trabalho. A vida útil do serviço técnico, que é o tempo de serviço até que seja alcançado um estado inaceitável de segurança ou a ocorrência de falhas em elementos estruturais. A vida útil funcional, que é o tempo de serviço até que a estrutura já não atenda aos requisitos funcionais ou se torne obsoleto devido à mudança nos requisitos funcionais. A vida de serviço econômico, que é o tempo de serviço até a substituição da estrutura (ou parte dela) é economicamente mais vantajosa do que mantê-la em serviço.

Seguem abaixo alguns exemplos, segundo a ACI 465.1R-00, de situações de quando é possível afirmar que a estrutura alcançou seu final de vida:

- A segurança estrutural é inaceitável devido à degradação do material ou ao excesso da capacidade de carga do projeto;
- A degradação grave do material, como a corrosão do aço iniciada quando a difusão dos íons de cloreto atinge em profundidade a armadura do elemento;

- Os requisitos de manutenção excedem os limites de recursos disponíveis;
- A estética torna-se inaceitável;
- A capacidade funcional da estrutura já não é suficiente para uma demanda, como um estádio de futebol com uma capacidade de assento insuficiente.

2.3 CONCEITO DE CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS

A confiabilidade de uma estrutura está relacionada com a probabilidade de ruptura que dependem da condição da estrutura e das condições de exposição dessa estrutura a agressões ambientais. Dada as causas de deteriorização das estruturas, são calculadas por modelos probabilísticos as formas de estimar tal deteriorização. Serão calculados os efeitos da corrosão da armadura de aço e as consequências danosas às estruturas causadas por estes efeitos. Obtendo assim a confiabilidade de estruturas de concreto armado.

2.3.1 CORROSÃO DA ARMADURA EM CONCRETO ARMADO ORIUNDAS DA CARBONATAÇÃO

Dado as causas de deterioração de estruturas, será aqui aprofundado o efeito de deterioração dado pela corrosão da armadura oriunda do efeito da carbonatação.

Em sua normalidade, o concreto é uma substância alcalina. O aço é um material que se corroe na presença de ácidos. Com isso, vê-se o aço do concreto armado como protegido. Mas existem alguns efeitos que devem ser considerados para se estudar a confiabilidade e deteriorização de estruturas de concreto armado.

O concreto é uma substância alcalina devido a quantidade de óxidos de cálcio, de sódio e de potássio na composição de cimento. A principal composição para o estudo de efeitos de carbonatação e deterioração do concreto é o óxido de cálcio (que varia de 60 a 67% da composição total do cimento). Esses óxidos formam hidróxidos apartir de reações químicas entre eles e a água na hidratação do cimento. Com isso, o concreto tem um pH de 14, em média. A oxidação da armadura é um processo que se inicia quando o pH em volta dela tem uma magnitude de 10 e 11.

Sendo, com isso, o concreto uma substância alcalina, forma-se uma camada protetora de caráter básico em volta da armadura passiva. Esta camada é densa e de baixa permeabilidade, o que protege o aço contra diversas formas de deterioração, fazendo com que a taxa de oxidação das armaduras seja normalmente bem baixa. Apenas quando esta camada protera é rompida, que se inicia o processo de deterioração da armadura, seja por ataque ácido, mencionado anteriormente, ou por carbonatação. Este processo leva, em média, 10 anos para se iniciar

apartir do momento de construção da estrutura. Porém esse valor depende de alguns outros fatores que serão vistos posteriormente.

De acordo com Broomfield (1997), os principais mecanismos de corrosão da armadura passiva são os ataques de cloretos e a carbonatação. Estes dois mecanismos não atacam, normalmente, a integridade do concreto, e sim da armadura contida nele. Ao invés de atacar o concreto, as substâncias químicas são conduzidas pelos poros do concreto até a armadura onde reagem com o aço da estrutura formando óxido de ferro, conhecido como ferrugem.

Algumas outras substâncias prejudicam também a integridade do concreto, o qual apresenta sinais de deterioração, que pode ser vista e reparada. Por isso, a corrosão da armadura por carbonatação e ataque de cloretos é tão importante para ser estudada. Ela provoca uma ruptura repentina e sem aparentação de fragilidade da estrutura, podendo gerar diversas consequências indesejadas.

2.3.2 CARBONATAÇÃO

A carbonatação é um processo que ocorre devido à presença de dióxido de cálcio presente no ar atmosférico que reage com a água formando um ácido, o qual entra em contato com o concreto e age nocivamente à armadura. Diferente de outros compostos, como dito anteriormente, não prejudica a integridade do concreto em si, apenas altera a acidez da do concreto em volta da armadura e dar início ao processo de oxidação da armadura. Este processo pode ocorrer mesmo que a camada protetora da armadura passiva seja espessa. Isso ocorre pois inevitavelmente existirá poros no concreto, por onde o ácido poderá se conduzir até a armadura. Embora este processo ocorra inevitavelmente, grandes poros ou a baixa concentração de óxidos na camada protetora da armadura podem acelerar o ocorrimto desse processo.

O dióxido de carbono se transporta pelo concreto e a taxa intrusão respeita a lei de difusão de Fick (Schiesl, 1997). Esta teoria admite que a taxa de difusão é inversamente proporcional à espessura da camada protetora. No entanto, a medida que o dióxido de carbono penetra na estrutura, ele modifica a estrutura do concreto em volta da armadura, portanto essa teoria é uma aproximação do efeito estudado. As fissuras formadas modificam a permeabilidade do composto, o que faz com que a equação de difusão não seja tão exata.

Empíricamente algumas equações foram demonstradas e testadas em estudos prévios, e elas vinculam o processo de carbonatação com a qualidade do concreto, a agressividade do meio ambiente, a concentração de óxido de cálcio e a taxa água/cimento do concreto. A figura 2-6 mostra a penetração da carbonatação ao longo dos anos para estruturas localizadas abaixo do teto de uma habitação ou na superfície plana em contato com o solo. Com isso o gráfico

mostra que a penetração da carbonatação aumenta com o passar do tempo e depende das condições ambientes.

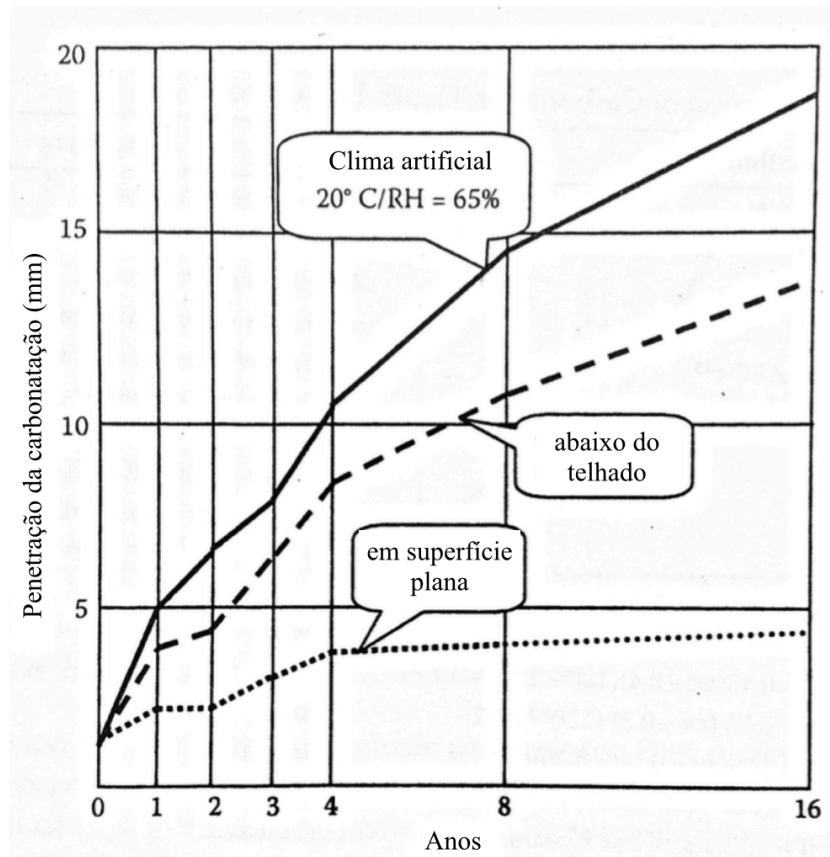


Figura 2-6 - Penetração da carbonatação ao longo do tempo apresentado por Schiessel (1988)

Em estudos publicados por Parrott and Hong (1991) e Parrot (1994), uma metodologia foi apresentada para se estimar penetração da carbonatação utilizando a permeabilidade do ar. Para isso foi utilizada a seguinte equação:

$$D = aK^{0,4}t^n - C^{0,5} \quad (2.1)$$

Onde K é a permeabilidade do ar em 10^{-16} m^2 , C é a taxa de óxido de cálcio na matrix de cimento hidratado do concreto de cobertura e $a=64$. Onde K pode ser calculado pela equação abaixo, onde m pode ser tomado como 1,0 para umidades relativas do ar menores que 60%.

$$K = m K_{60} \quad (2.2)$$

$$m = 1,6 - 0,0011r - 0,0001475r^2 \quad (2.3)$$

E n pode ser tomado como 0,5, quando o concreto está em um ambiente interno ou pela seguinte equação:

$$n = 0,02536 + 0,01785r - 0,0001623r^2 \quad (2.4)$$

Segue nas figuras 2-7 e 2-8 ilustrações deste efeito.

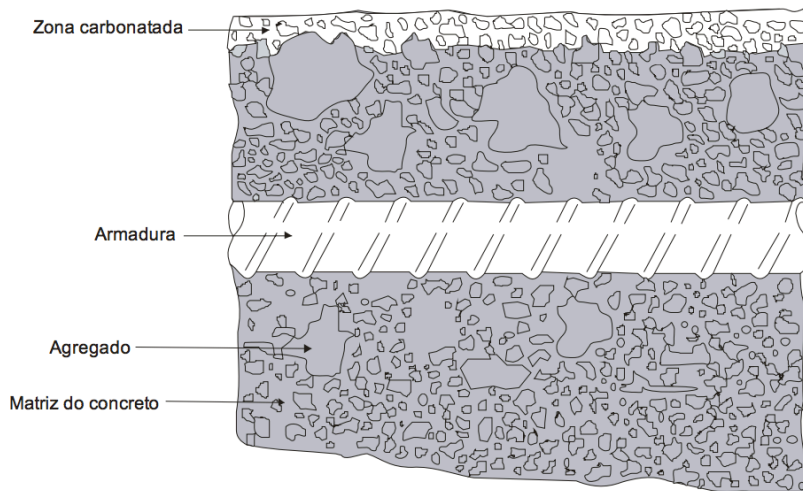


Figura 2-7 Vista diagramática da armadura protegida da corrosão em concreto parcialmente carbonatado

Na figura 2-7 é possível observar a penetração da carbonatação através do concreto, antes dela atingir a armadura, enquanto na figura 2-8, a ilustração mostra o momento em que a carbonatação atinge a armadura e começa o processo de corrosão da mesma.

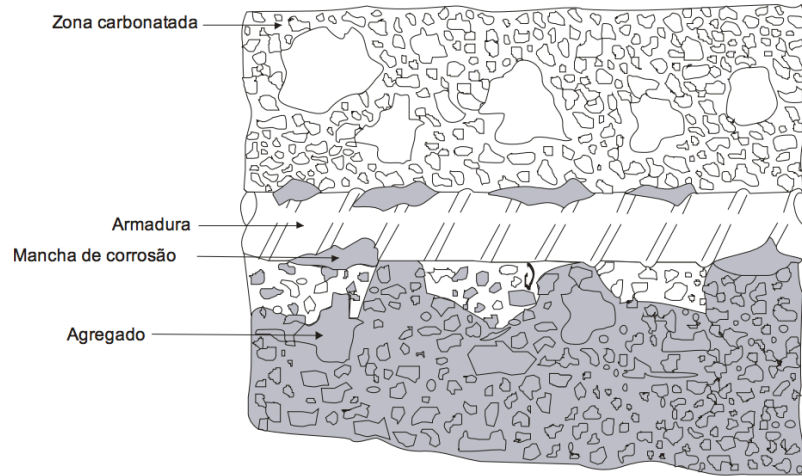


Figura 2-8 Vista diagramática do início da corrosão da armadura em concreto carbonatado

2.4 TAXA DE CORROSÃO DA ARMADURA

De acordo com Schiessel (1988), a taxa de corrosão no concreto carbonatado é função da umidade relativa, condições de umidade e conteúdo de cloretos. Uma grande quantidade de estudos mostra que a taxa de corrosão da armadura varia de 0,015 a 0,09mm por ano.

Em uma análise estatística, tem-se algumas análises realizadas que mostram que a taxa de corrosão Cr do aço é aproximadamente 0,1mm por ano. Além disso, segundo Mori e Ellingwood (1994), a taxa de corrosão é uma variável aleatória descrita por uma curva normal de média 0,89mm por ano e variância de 0,25mm por ano.

2.4.1 PERDA DE CAPACIDADE DO CONCRETO ARMADO

Considerando a taxa de corrosão provocando uma perda uniforme na superfície do aço, a área de aço presente na em uma seção de concreto é dada pela seguinte equação:

$$A_s(t) = \begin{cases} \frac{\eta\pi D_b}{4} & \text{para } t \leq T_i \\ \frac{\eta\pi[D_b - 2C_r(t - T_i)]^2}{4} & \text{para } t > T_i \end{cases} \quad (2.5)$$

Onde D_b é o diâmetro da barra, η é o número de barras, T_i é o tempo inicial de corrosão (calculado pelo tempo em que a carbonatação penetra uma quantidade igual ao cobrimento da estrutura de concreto) e Cr é a taxa de corrosão da armadura.

2.5 MÉTODOS PARA ESTIMAR VIDA ÚTIL

De acordo com Helene (2004), a estimativa de vida útil de estruturas de concreto pode ser efetuada com base nas experiências anteriores de projetistas, em ensaios acelerados, em enfoque determinista ou em enfoque estocástico e probabilista.

Além disso, podemos citar e explorar outras formas de estimar a vida útil de estruturas de concreto segundo a ACI 465.1R-00 como a previsão baseado na comparação de desempenho e com a utilização de modelos matemáticos

Com o avanço no conhecimento sobre os mecanismos de transporte de líquidos e de gases agressivos nos meios porosos como o concreto, é possível fazer uma análise cada vez mais precisa sobre durabilidade das estruturas de concreto armado, possibilitando associar o tempo aos modelos matemáticos que expressam quantitativamente esses mecanismos. Porém, a validações desses modelos são feitas a partir de comparações com resultados de campo. Por isso uma real avaliação envolve o monitoramento de estruturas em condições reais de utilização, cuja degradação é relativamente lenta, o que torna tal validação, muitas vezes, inviável.

Nos dias atuais, com o avanço da tecnologia e ferramentas computacionais, é possível obter deterioração de estruturas através de modelos numéricos, o que torna o estudo de casos cada vez mais preciso. Esse estudo vem sendo realizado e desenvolvido cada vez mais em todo o mundo.

De forma simplificada, serão explicados abaixo os métodos de determinação da vida útil de estruturas de concreto.

2.5.1 VIDA ÚTIL COM BASE EM EXPERIÊNCIAS ANTERIORES

De forma resumida, se trata de formas empíricas de obtenção de resultados satisfatórios para o aumento da vida útil das estruturas onde os resultados são obtidos de forma qualitativa e baseado na observação de estruturas já deterioradas ou no processo de deterioração. Resultados analisados são utilizados até hoje em normas americanas e, inclusive, na nossa norma brasileira ABNT 6118.

2.5.2 ENSAIOS ACELERADOS

Consiste em procedimentos que têm a função de acelerar o envelhecimento do concreto e comparar com o envelhecimento real para se obter uma estimativa do tempo real de envelhecimento e desgaste de estruturas. Estes métodos são melhor aplicados a estudo de

materiais com composição orgânica, porém já se há uma crescente utilização desse tipo de método para estruturas de composição principal orgânica. Existem ensaios acelerados em câmaras de carbonização, em câmaras de salt-spray, em estufas e em simuladores de intemperismos (submetendo o material a ciclos em estufas e câmaras de refrigeração). Estes métodos são trazem um resultado relativamente real, porém por se tratar de uma simulação, diversos intemperismos são omissos neste tipo de ensaio.

Um exemplo pertinente ao assunto é ensaio de envelhecimento e intemperismos de selante de juntas em pavimentos rígidos. As normas destes ensaios são respectivamente Norma DNIT 044/2004 e DNIT 045/2004.

2.5.3 MÉTODO COM ENFOQUE DETERMINISTA

Os métodos com enfoque deterministas estudam efeitos através de modelos matemáticos que consideram as condições iniciais de análise iguais às condições de propagação de efeitos analisados e iguais às condições finais. Esses modelos são adequadamente utilizados para análise de sistemas caóticos ou sistemas imprevisíveis (RÍOS, 1995).

Para a aplicação de métodos com enfoque determinista, são analisados mecanismos físicos como os mecanismos de transporte de gases, de fluídos e de íons através dos poros do concreto, no caso do período de iniciação, e a lei de Faraday, no caso do período de propagação, sempre que se trate, por exemplo, de corrosão das armaduras (HELENE, 1997).

Este método é basicamente dividido em duas categorias, uma contendo os modelos de previsão até a armadura depassar e outra contendo os modelos de previsão após a armadura depassar.

Os modelos de previsão até depassar, fundamentado na termodinâmica da corrosão baseiam-se nos 4 (quatro) principais mecanismos de transporte de massa no concreto, estes modelos são baseados em conceitos bem conhecidos na engenharia, são eles:

- Permeabilidade definido pela equação de D'Arcy & de Arrhenius;
- Absorção capilar definido pela equação de D'Arcy modificada & eq. de Laplace & eq. De Arrhenius;
- Difusão de gases e íons definidos equação de Arrhenius & eq. de Fick, 1ª e 2ª & eq. de Langmuir;
- Migração de íons definidos pela equação de Nernst-Planck & eq. de Arrhenius & eq. De Fick, 1ª e 2ª & eq. de Langmuir.

Os modelos de previsão após depassar, fundamentado na cinética da corrosão, baseiam-se nos seguintes mecanismos:

- Mecanismos de perda de massa no aço segundo a equação de Faraday;
- Mecanismos de difusão da ferrugem segundo equações de Fick;
- Geometria da peça segundo equações de resistência dos materiais.

Os modelos numéricos e deterministas de deterioração e envelhecimento das estruturas também devem ser considerados separadamente quando estão relacionados a corrosão das armaduras ou a deterioração do concreto.

2.5.4 ENFOQUE ESTOCÁSTICO E DETERMINISTA

Para dimensionamento de estruturas de concreto voltados a durabilidade são aplicados princípios similares aos princípios de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto.

No dimensionamento admitem-se distribuições normais ou Gaussianas para as ações agressivas e log-normal ou normal para as resistências da estrutura a essas ações de deterioração. O princípio utilizado é o da teoria das falhas onde se aplicam a distribuição de Weibull. Da mesma forma que para os demais três métodos anteriores, aqui também há níveis de profundidade dos estudos. A forma mais simples e utilizada é a combinação de modelos determinísticas introduzindo parâmetros probabilísticos. Com esses dados, considera-se teoria das falhas e, nos casos mais aprofundados, considera-se também o conceito de risco, ou seja, o produto da probabilidade de falha pelo custo do prejuízo causado.

2.5.5 MODELOS MATEMÁTICOS

Vários modelos foram desenvolvidos para prever a vida útil do concreto submetido a processos de degradação, tais como corrosão, ataque de sulfato, lixiviação e danos de congelamento e descongelamento. O uso de modelos matemáticos para prever a vida útil do concreto foi e é amplamente discutido no mundo. Muitos dos processos de degradação do concreto, excluindo aqueles causados por cargas mecânicas, estão associados à intrusão em concreto de uma ou mais das seguintes: água, sais ou gases. Para tais processos, modelos matemáticos que preveem a vida útil podem ser desenvolvidos considerando a taxa de intrusão de meios agressivos em concreto e a taxa de reações químicas e processos físicos. Tais conceitos estão intimamente relacionados com a porosidade e permeabilidade do concreto.

Modelos matemáticos foram desenvolvidos para processos de degradação controlados pela intrusão de água, sais e gases em concreto por convecção e difusão. A maioria dos modelos que preveem a vida útil incluem variáveis numéricas relacionadas aos processos de transporte, como o coeficiente de difusão do íon cloreto em modelos de corrosão. Métodos padrão foram desenvolvidos para testar o fluxo de água no estado estacionário no concreto. Além disso, os métodos para testar a difusão iônica, como os cloretos, também estão disponíveis em bibliografias internacionais.

Dentre esses modelos matemáticos, segue abaixo a explicação de modelos probabilísticos que serão utilizados neste trabalho.

2.6 CÁLCULO DE CONFIABILIDADE DE ESTRUTURAS

Para o cálculo da confiabilidade probabilísticas, serão explicados os conceitos básicos importantes para o entendimento pleno do assunto, bem como a forma de cálculo adotado neste trabalho.

2.6.1 CONCEITOS BÁSICOS DE PROBABILIDADE

Quando os resultados dos experimentos de um determinado fenômeno são previsíveis, o fenômeno é chamado de determinístico. Porém, se os resultados dos experimentos não forem previsíveis, o fenômeno é chamado de aleatório ou não-determinístico.

Para fenômenos aleatórios, cada experimento deve ser associado a um valor de probabilidade de ocorrência do evento relacionado ao fenômeno em observação. Usualmente uma função densidade de probabilidade $f_X(x)$, é identificada por PDF (Probability Density Function). Sendo expressa matematicamente abaixo, a probabilidade da variável X assumir valores entre a e b .

$$P(a \leq X \leq b) = \int_a^b f_X(x) dx \quad (2.7)$$

Onde X é a variável aleatória, tendo que atender às seguintes condições:

$$f_X(x) \geq 0,0 \text{ para qualquer } x ; \quad (2.8)$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} f_X(x) dx = 1,0 ; \quad (2.9)$$

$$\int_a^b f_X(x) dx = P(a \leq X \leq b) . \quad (2.10)$$

A função cumulativa de probabilidades (Cumulative Distribution Function, CDF), $F_X(x)$, é definida por:

$$F_X(-\infty) = 0,0; \quad (2.11)$$

$$0 \leq F_X(x) \leq 1,0; \quad (2.12)$$

$$F_X(\infty) = 1,0. \quad (2.13)$$

A escolha de uma função teórica para representar um determinado fenômeno (ou variável) depende, basicamente, de se fazer ajustes em relação aos dados coletados e mensurar sua variação.

Muitos fenômenos aleatórios de interesse estão associados a resultados numéricos de alguma quantidade física. A variável que associa um número ao resultado de um experimento aleatório é chamada variável aleatória, por definição uma variável aleatória é uma função que confere um número real a cada resultado no espaço amostral de um experimento aleatório. Sendo X uma variável aleatória, $(X=a)$ ou $(X < b)$ pode ser a representação de eventos desta variável aleatória.

Uma variável aleatória discreta é uma variável com uma faixa finita (ou infinita contável) de possíveis valores, enquanto uma variável aleatória contínua é uma variável aleatória com um intervalo de números reais para sua faixa.

2.6.2 PARÂMETROS DE UMA VARIÁVEL ALEATÓRIA

Para se obter a expectância de uma função é utilizado o artifício matemático de integração ponderada de uma variável randômica. A expectância de uma função de uma variável randômica é, então dada abaixo:

$$E\langle g(X) \rangle \equiv \int_{-\infty}^{+\infty} g(x) f_x(x) dx \quad (2.14)$$

onde $g(x)$ é a função da variável randômica e $f_x(X)$ é a PDF de X . Como se pode observar pela equação acima, a expectância de uma função de uma variável randômica é a integral do produto de $g(x)$ por $f_x(x)$. A principal expectância é conhecida como média ou valor esperado (primeiro momento) de uma variável aleatória X e é obtida com $g(x) = X$:

$$E(X) = \int_{-\infty}^{\infty} xf_x(x)dx = \mu_x \quad (2.15)$$

Outra expectâncias importantes de uma função de uma variável aleatória é o valor de variância calculado pela equação abaixo.

$$Var(X) \equiv E\langle (X - \mu_x)^2 \rangle = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_x)^2 f_x(x)dx = E\langle X^2 \rangle - (\mu_x)^2 \quad (2.16)$$

Já o desvio padrão da variável randômica é definido como

$$\sigma_x = +\sqrt{Var(X)} \quad (2.17)$$

O coeficiente de variação, δ , de X é expresso pelo desvio padrão dividido pela média:

$$\delta = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \quad (2.18)$$

Por convenção, δ é adotado sempre positivo, mesmo que a média venha a ser negativa.

2.6.3 DISTRIBUIÇÕES PROBABILÍSTICAS

Todas as funções que atendam às condições estabelecidas para uma função PDF podem ser usadas como distribuição de probabilidades. Buscando-se que a PDF represente estatisticamente da melhor forma possível um determinado fenômeno, as mais diversas distribuições podem ser utilizadas. Com isso, podem ser utilizadas em análises na prática da engenharia as várias funções de distribuição de probabilidades, tais como:

- Distribuição normal ou Gaussiana;
- Distribuição lognormal;
- Distribuição exponencial;
- Distribuição de Rayleigh;
- Distribuição uniforme;
- Distribuição Tipo I (máximos extremos) ou Gumbel;
- Distribuição Tipo I (mínimos extremos);
- Distribuição Tipo II (máximos extremos);
- Distribuição Tipo III (mínimos extremos) ou Weibull;

- Distribuição Gamma;
- Distribuição Beta.

2.6.4 FUNÇÃO DE FALHA (FUNÇÃO DE COMPORTAMENTO OU FUNÇÃO DE ESTADO LIMITE)

As funções de comportamento ou de estado limite são formuladas utilizando equações fornecidas em normas que descrevem os diversos estados limites. Tomando como exemplo a seção de uma viga que esteja submetida a um momento fletor devido a cargas externas, para se garantir que a capacidade resistente da seção não seja ultrapassada (condição $R > S$, também conhecido como problema básico) pode-se estabelecer a seguinte função de falha:

$$G(R, S) = R - S \quad (2.19)$$

Onde:

- R representa a capacidade resistente da seção; e
- S o esforço solicitante na seção.

Considerando inicialmente as variáveis no espaço original U, sendo R e S variáveis independentes com distribuições normais é possível obter as variáveis normais reduzidas (padrão, ou seja, com média zero e desvio padrão unitário), r e s:

$$r = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad (2.20)$$

$$s = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S} \quad (2.21)$$

No espaço das variáveis reduzidas, V (ou seja, com média zero e desvio padrão unitário) a função de falha $G(V)$ pode ser escrita como:

$$G(V) = r\sigma_R + \mu_R - s\sigma_S - \mu_S \quad (2.22)$$

Onde σ e μ são o desvio padrão e a média das variáveis randômicas, respectivamente.

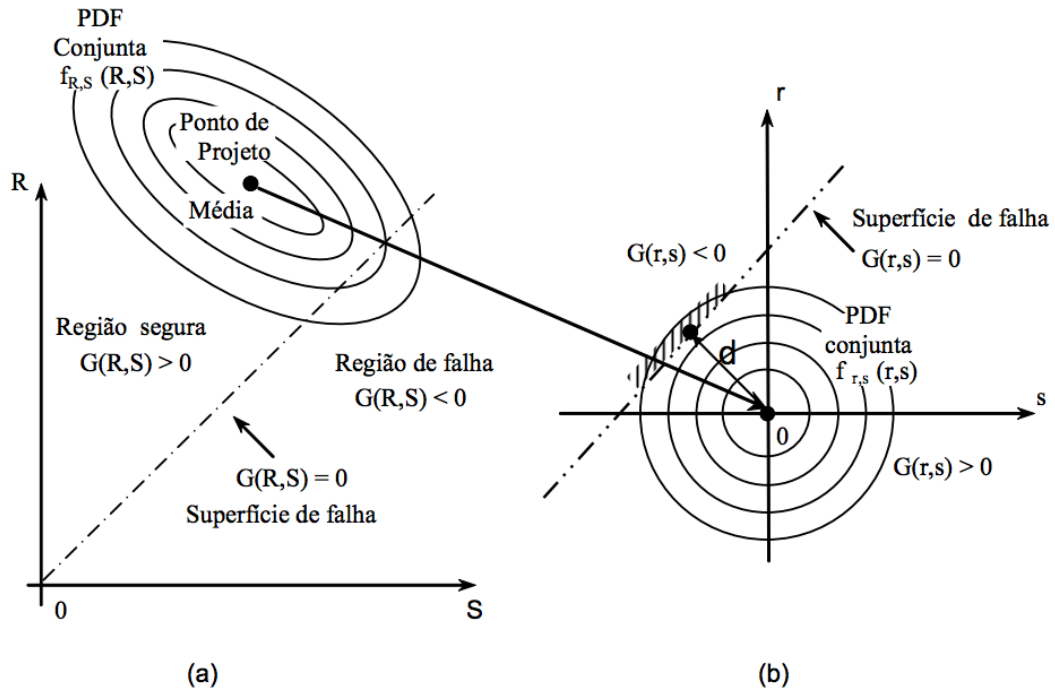


Figura 2-9 Representação da superfície de falha na PDF conjunta: (a) espaço original U; (b) espaço reduzido V (UNIOR)

A função de falha delimita o limite desejável e não desejável na seção ($G=0$). Desta forma, quando $G \geq 0$ a estrutura está segura ou atende ao critério de comportamento desejado, já quando $G < 0$ a estrutura não está segura ou não atende ao critério de desempenho desejado. A probabilidade de falha (P_f) é dada pela probabilidade de ocorrer $G < 0$, e é representada da seguinte forma:

$$P_f = P(R - S < 0) = P(G < 0) \quad (2.23)$$

Para o caso de duas variáveis aleatórias normais, independentes e contínuas (R e S), a superfície de falha (definida por $G = 0$), o espaço seguro (dado por $G > 0$) e o espaço de falha (definido por $G < 0$). A área hachurada representa a região onde a função de comportamento assume valores menores do que zero. Na Figura 4.2 os círculos representam valores constantes da função PDF, $f_{R,S}(R,S)$, e d a menor distância de $G(r,s)=0$ até a origem.

2.6.5 ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

A superfície de falha do problema básico $G(r,s) = G(V) = 0$ no espaço das variáveis reduzidas. Através da geometria analítica é fácil demonstrar que a distância da reta $G(V)=0$ até a origem, no espaço das variáveis reduzidas é igual a:

$$d = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.24)$$

Este valor tem grande importância para este trabalho, ele é conhecido como índice de confiabilidade, β . Portanto, a distância do ponto sobre a superfície de falha mais próximo a origem é o próprio índice de confiabilidade. Deve ser observado que o ponto sobre a superfície de falha mais próximo à origem é também o ponto sobre a reta com maior probabilidade de ocorrência, ou seja, o ponto com maior valor de função PDF, $f_{R,S}(R,S)$ sobre a superfície de falha. Este ponto é chamado de ponto de projeto ou ponto mais provável de falha.

Tomando-se novamente o problema básico $G(u)=R - S$, como uma combinação linear de duas variáveis randômicas normais padrão independentes. Assim, $G(u)$ é considerada uma função de variáveis aleatórias normais independentes, para a qual é possível mostrar que:

$$\mu_{G(u)} = \mu_R - \mu_S \quad (2.25)$$

$$\sigma_{G(u)} = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (2.26)$$

Onde:

- μ são as médias; e
- σ os desvios padrões das variáveis aleatórias e da função de comportamento.

Desta forma, pode-se determinar a probabilidade de falha como,

$$P_f = P(G(u) \leq 0.0) = \Phi\left(\frac{k - \mu_{G(u)}}{\sigma_{G(u)}}\right) \quad (2.27)$$

onde Φ é a função cumulativa da distribuição normal padrão. Fazendo $k = G(u) = 0$ obtém-se a probabilidade da função de falha ser violada.

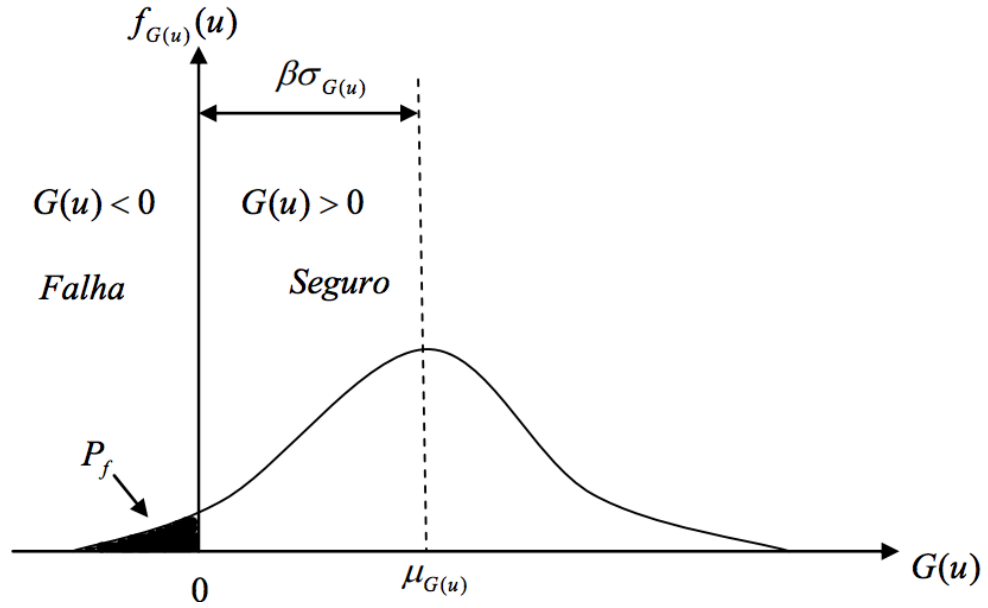


Figura 2-10 - Gráfico de demonstração da margem de segurança (UNIOR)

A Figura 2-8 mostra a representação gráfica do índice de confiabilidade, β , e da probabilidade de falha, P_f . Assim tem-se:

$$\beta = \frac{\mu_{G(u)}}{\sigma_{G(u)}} \Rightarrow \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.28)$$

$$P_f = \int_{G(u) \leq 0} f_{G(u)}(u) du \quad (2.29)$$

Observa-se, portanto, que o índice β mede a distância entre o valor médio de $G(u)$ e a origem (ponto zero) em unidades de desvios padrões de $G(u)$. Para uma função qualquer é permitido, assim, o cálculo aproximado de β pela equação acima.

Com isso, a avaliação da equação para o problema básico pode ser obtida.

A função $G(u)$, então, pode não ser linear e conter várias variáveis randômicas, ou seja, conduzindo a uma função PDF conjunta de múltiplas variáveis randômicas. Como costuma-se calcular o índice de confiabilidade β no espaço reduzido V (espaço normal padrão) e correlacioná-lo com a probabilidade de falha.

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \text{ ou } P_f = \Phi(-\beta) \quad (2.30)$$

Foram elaborados vários métodos ao longo das ultimas décadas com a função de obter o índice de confiabilidade, β , para as mais variadas distribuições e funções de desempenho com variáveis aleatórias. Entre eles destacam-se por sua relativa eficiência e simplicidade os métodos de segundo momento (Second-Moment Methods, FORM e SORM). Como já mencionado, o método FORM que é um método de segundo momento de primeira ordem, lineariza a função de comportamento no ponto de projeto. O termo segundo momento se deve à necessidade somente da utilização das médias e das variâncias.

Com isso, pode-se calcular a probabilidade de falha para valores de confiabilidade calculados. Alguns valores de referência para a probabilidade de falha são apresentados na tabela 2-4, onde para cada valor do Índice de confiabilidade (β), são apresentados valores de probabilidade de falha.

Tabela 2-4 - Relação entre Índice de confiabilidade β e probabilidade de falha P_f .

P_f	β
10^{-1}	1,28
10^{-2}	2,33
10^{-3}	3,09
10^{-4}	3,71
10^{-5}	4,26
10^{-6}	4,75

Onde valores negativos de β tem probabilidade de falha de

$$P_f(\beta) = 1 - P_f(-\beta) \quad (2.31)$$

2.6.6 INDICES DE CONFIABILIDADE RELACIONADOS À VIDA DO PROJETO

As normas brasileiras ainda não regulamentaram a verificação dos níveis de confiabilidade requeridos para as estruturas. Porém, pelo CEN (2001) existem três níveis de classes de consequência, para a análise de confiabilidade. A Tabela 2-5 estabelece valores mínimos de índices de confiabilidade relacionados com as classes de consequências e

confiabilidade para os estados limites últimos (ELU) e os estados limites serviço (ELS) no período após um ano de construção e após 50 anos de construção.

Para a maioria dos casos de construções brasileiras e para as condições climáticas de Brasília, estruturas de concreto armado são consideradas pertencentes à classe de consequência CC2. Esta classe corresponde a consequências médias para a perda de vidas humanas, econômicas, sociais ou consideráveis consequências ambientais, sendo aplicável a escolas, residências, hotéis e etc.

Com isso, o valor a ser retirado como referência é o apresentado na tabela 2-5 para a Classe de consequência 2 (CC2), para o valor de índice de confiabilidade (β) no ELU com o período de referência de 1 ano, tido como 4,7.

Tabela 2-5 - Classes de consequências e confiabilidade, e valores de índices de confiabilidade (JCSS1 , 2000; CEN, 2001; Gulvanessian et al., 2002).

		Valores de β			
		ELU		ELS	
Classe de Consequências	Classe de Confiabilidades	1 ano de período de referência	50 anos de período de referência	1 ano de período de referência	50 anos de período de referência
CC3	RC3	5,2	4,3	-	-
CC2	RC2	4,7	3,8	2,9	1,5
CC1	RC1	4,2	3,3	-	-

3 METODOLOGIA UTILIZADA PARA ELABORAÇÃO DO TRABALHO

3.1 ATIVIDADES

Neste capítulo é apresentada a metodologia a ser seguida durante o desenvolvimento do trabalho. De cada atividade é apresentada uma breve descrição, o detalhamento das atividades, as ferramentas e recursos requeridos e o resultado esperado.

3.1.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

- **Descrição:** Estudos dirigidos à aquisição dos conhecimentos específicos necessários ao desenvolvimento do trabalho.
- **Detalhamento:** Estudo sobre conceitos gerais de durabilidade, vida útil e modelos matemáticos inerentes ao assunto.
- **Ferramentas e recursos necessários:** Livros e artigos nacionais e internacionais disponíveis na biblioteca e na internet e outras fontes.
- **Resultado esperado:** Embasamento teórico necessário ao desenvolvimento do projeto.

3.1.2 ADOÇÃO DE MODELOS MATEMÁTICOS

- **Descrição:** Aquisição dos conhecimentos específicos necessários para a adoção de modelos matemáticos.
- **Detalhamento:** Embasamento nos modelos matemáticos a serem utilizados.
- **Ferramentas e recursos necessários:** Livros e artigos nacionais e internacionais disponíveis na biblioteca e na internet e outras fontes.
- **Resultado esperado:** Embasamento teórico necessário ao desenvolvimento do projeto.

3.1.3 Aplicação e revisão de modelos matemáticos

- **Descrição:** Aquisição, aplicação e revisão dos conhecimentos necessários para a análise de estruturas de concreto.
- **Detalhamento:** Escolha de estruturas a serem utilizadas, aplicação de modelos matemáticos adotado no trabalho para a análise destas estruturas, realização de uma prévia análise dos resultados, seguida de uma revisão dos modelos a fim de adotar uma melhor solução.
- **Ferramentas e recursos necessários:** A principal ferramenta computacional utilizada no trabalho foi o excel, aplicando conceitos retirados de livros e artigos nacionais e internacionais disponíveis na biblioteca e na internet e outras fontes.

- **Resultado esperado:** Obtenção de resultados satisfatórios e condizentes com a bibliografia e estudos já realizados.

3.1.4 ANÁLISES DOS RESULTADOS

- **Descrição:** Comparação dos resultados das análises a estudos já publicados sobre o assunto.
- **Detalhamento:** Comparação com cada resultado obtido das diferentes formas de deterioração de estruturas de concreto
- **Ferramentas e recursos necessários:** Dados gerados nas análises anteriores, livros e artigos nacionais e internacionais disponíveis na biblioteca, na internet e outras fontes.
- **Resultado esperado:** Obtenção de resultados satisfatórios para o posterior ensaio das estruturas em análise a fim de se obter a correlação entre as formas de degradação com o uso de modelos matemáticos que tenham este fim. Tendo com isso a possibilidade de serem feitos trabalhos futuros no assunto.

4 ANÁLISE DE DADOS

Nesta etapa será apresentado todas as considerações realizadas e descrito de que forma foram realizados os cálculos para a obtenção dos coeficientes de confiabilidade deste trabalho.

4.1 VALORES CARACTERÍSTICOS

Segundo ERASO (2012) os valores característicos típicos em obras de pontes e viadutos no Brasil têm um percentual de 50% para as cargas permanentes como o peso próprio. Para as cargas variáveis o valor característico equivale na maioria dos casos ao percentil de 98% do valor máximo anual. As cargas variáveis tais como as cargas de tráfego e as de vento são dependentes do tempo pelo tanto uma descrição apropriada de estas cargas deve ser obtida através de processos estocásticos. Uma análise de caso pode ser adaptada à metodologia aqui abordada. Porém, algumas simplificações foram adotadas na análise deste trabalho de modo que tal análise seja realizada de forma mais generalizada.

Um modelo completo levaria em consideração o envolvimento de probabilidades entre cargas permanentes, variáveis e cargas acidentais, considerando que o processo estocástico é estacionário. A distribuição da carga estaria relacionada a um período de referência especificado. Este período geralmente é de um ano, para este período existe um coeficiente de confiabilidade ou uma probabilidade de falha associada.

Com isso, o modelo utilizado para cálculos e as considerações realizadas são apresentadas abaixo.

4.1.1 MOMENTOS SOLICITANTES

As principais ações atuantes nas estruturas são classificadas como permanentes e variáveis. As ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção e também aquelas ações que crescem no tempo tendendo a um valor limite constante. Estas ações permanentes são classificadas como:

- Ações permanentes diretas: levando em consideração o peso próprio da estrutura, o peso dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes;
- Ações permanentes indiretas: Levando em consideração deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão. Estas ações devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.

As ações variáveis também podem ser classificadas em diretas e indiretas, onde são classificadas como:

- Ações variáveis diretas: sendo constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, como ação do vento, da água, etc;
- Ações variáveis indiretas: sendo constituídas pelas variações uniformes e não uniformes de temperatura, ações dinâmicas e ações excepcionais.

Para este trabalho, a carga permanente é correspondente ao peso próprio da estrutura e as cargas provenientes de trilhos, acessórios, argamassa, mureta, plaqueta e guarda corpo, assim como as cargas concentradas correspondentes aos refúgios e postes.

Na consideração do peso próprio das longarinas e transversinas, foi levando em conta de forma simplificadora, a variável aleatória sendo o peso específico do concreto (γ). Inicialmente admite-se essa variável aleatória como unitária e coeficiente de variação de 8%, determina-se um momento solicitante M_{sp1} . Para outros valores da variável aleatória γ o momento solicitante que é diretamente proporcional a M_{sp1} é calculado como o produto de M_{sp1} pelo fator γ . Para encontrar a função de estado limite devida ao carregamento permanente além do peso próprio das longarinas e transversinas é considerada uma carga permanente adicional determinística (S), correspondente a lastro, trilhos e acessórios, argamassa, mureta e plaqueta, guarda corpo. O momento obtido para esse carregamento é designado como M_{spadic} . Logo, a função de estado limite para o momento solicitante para carga permanente (M_{sp}) é dado pela equação abaixo:

$$M_{sp} = M_{sp1} \gamma + M_{spadic} \quad (4.1)$$

Para a avaliação do momento solicitante devido à carga móvel emprega-se a linha de influência para as seções consideradas. Sendo a configuração da linha de influência independente da intensidade da carga móvel, opta-se por inicialmente avaliar a linha de influência e o momento solicitante M_{sq1} , admitindo como unitária a carga do trem-tipo. Porém, para efeito de estudo generalizado, foi realizada a consideração que 50% das cargas são cargas variáveis e 50% das cargas são permanentes. Logo, o momento solicitante dado por cargas variáveis é dado pela equação abaixo:

$$M_{sq} = M_{sq_1} Q \cdot \varphi \quad (4.2)$$

Onde Q é a carga do trem tipo considerado com coeficiente de variação de 15% e φ é o coeficiente de impacto com coeficiente de variação de 13%.

4.2 CONDIÇÕES CLIMÁTICAS DE BRASÍLIA

Para o cálculo do tempo necessário para se iniciar o processo de carbonatação da armadura, foi utilizada as condições climáticas de Brasília e seus valores desde 1981 a 2010. Estes valores foram obtidos através do site do INMET (Instituto nacional de meteorologia), onde foi possível consultar os valores históricos de umidade do ar na estação de Brasília em 3 intervalos diários 12 UTC, 18 UTC e 24 UTC. Tais valores são apresentados da tabela 3-1, onde os valores apresentados são as médias das umidades para cada mês, em 3 horários diários nos anos entre 1981 e 2010 abaixo:

Tabela 4-1 - Umidade relativas do ar de 1981 a 2010 (INMET)

	12 UTC	18 UTC	24 UTC
Janeiro	76,2	63,2	83,0
Fevereiro	76,0	60,1	81,4
Março	78,4	62,3	83,6
Abril	75,0	56,2	79,2
Maio	71,0	49,2	72,5
Junho	65,5	41,5	64,5
Julho	60,7	36,6	56,8
Agosto	54,2	33,0	50,2
Setembro	56,1	37,1	53,8
Outubro	65,0	48,8	68,4
Novembro	73,4	61,2	81,7
Dezembro	77,5	65,3	84,5

4.3 ROTINAS IMPLMENTADAS

A rotinas utilizadas para os cálculos da confiabilidade das estruturas com o passar dos anos e do tempo inicial de carbonatação da armadura são apresentados neste ítem.

- Para os modelos probabilísticos das variáveis aleatórias (f_{ck} , f_{yk} , γ , Q e φ) são resumidos os valores de variação na tabela 4-2;

- As distribuições de probabilidade adotada para cada variável aleatória são apresentadas na tabela 4-2.

Os valores das variáveis consideradas como determinísticas são:

- Propriedades geométricas da seção de concreto armado;
- Largura da viga (b_w);
- Largura efetiva (b_f);
- Altura da viga (h);
- Altura útil da viga (d e d');
- Área de armadura de tração e compressão (A_s , $A's$);
- Propriedades dos materiais;

As variáveis aleatórias envolvidas no cálculo dos momentos solicitantes (γ , Q e ϕ) são consideradas como unitárias para a determinação dos esforços da estrutura. Da análise são obtidos os valores do momento fletor para carga permanente unitária (M_{ps1}) e para carga móvel unitária (M_{qs1}) os quais são utilizados para obter os momentos solicitantes em função das variáveis aleatórias e determinar assim a função de estado limite.

Tabela 4-2 - Coeficientes e tipo de distribuição de variáveis aleatórias

Variável aleatória	Distribuição	Coeficiente de Variação (%)
f_{ck}	Lognormal	15
f_{yk}	Lognormal	7
γ	Normal	8
Q	Normal	15
Cr	Normal	28
ϕ	Normal	13

Foi, então utilizado para cálculos em planilhas do excel 5.000 amostras para cada variável aleatória, seguindo suas distribuições segundo a tabela 3-2. Cada distribuição é apresentada no apêndice deste trabalho.

Os valores para as distribuições utilizadas nos cálculos das estruturas foram unitários, ou seja, valores considerados como média 1 para amostragem. Assim a multiplicação por valores diferentes não resulta em diferença no cálculo da confiabilidade.

4.4 RESULTADOS OBTIDOS

Com a análise e utilização do excel para cálculo, segue abaixo a descrição da metodologia e os resultados obtidos para a condição climática, para o tempo de início de carbonatação da armadura, para a confiabilidade de cálculo de estruturas de pontes para o estado limite último, bem como a confiabilidade a longo prazo da estrutura em 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 e 50 anos. Valores são demonstrados e explicados neste item do trabalho.

4.4.1 CONDIÇÕES CLIMÁTICAS

Com os dados históricos de umidade relativa em Brasília apresentado na tabela 4-1, foi gerada uma planilha com 5.000 amostras de umidade relativa com base nos dados históricos disponibilizados pelo INMET com valores computados de 1981 a 2010 com desvio padrão de $\sigma = 14,17\%$. Estes valores de amostras de umidades foram limitados inferiormente por 0% e superiormente por 100%, por serem os valores possíveis fisicamente.

Os valores gerados em planilha do excel são apresentados no gráfico 4-1.

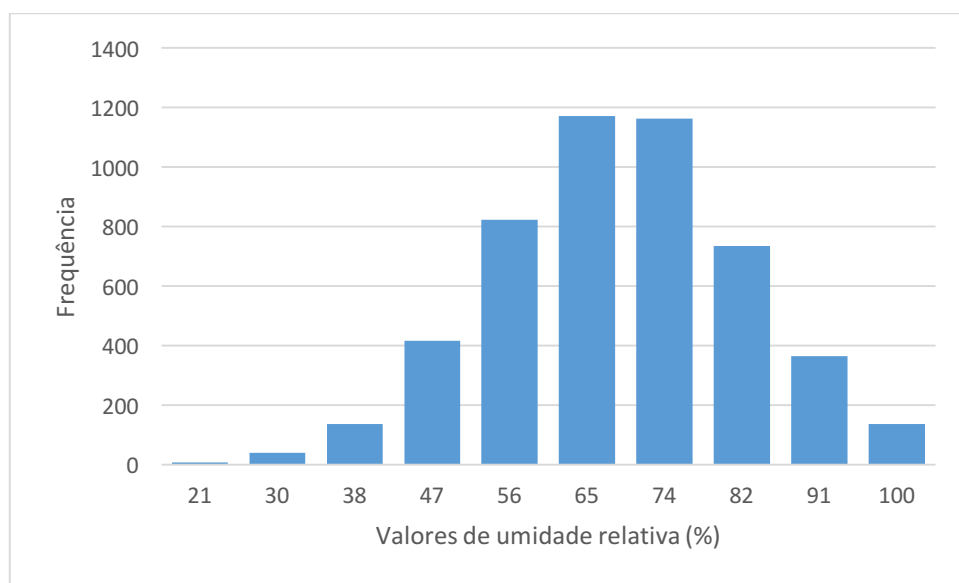


Gráfico 4-1 – Histograma de umidade relativa em Brasília

4.4.2 TEMPO PARA A CARBONATAÇÃO ATINGIR A ARMADURA

Para o cálculo do tempo para a carbonatação, foram utilizadas as equações 2.1, 2.2, 2.3 e 2.4, como apresentados na revisão bibliográfica.

Com a equação 2.1, foi possível isolar o valor de t , para prever o tempo em que a carbonatação atingiria um cobrimento de 25mm (Cobrimento estipulado pela norma ABNT

6118, referenciado pela norma NBR 7187 - Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento).

O valor de permeabilidade do ar a uma umidade relativa de 60% foi obtido através do estudo realizado por Pereira (2011). O valor utilizado para o cálculo foi de $7,5 \times 10^{-19} \text{ m}^2$.

Com isso, os valores de tempo para a carbonatação atingir a armadura (Ti) têm uma média de 10,36 anos e desvio padrão de 2,91 anos. Este é o tempo necessário para se iniciar o processo de corrosão das armaduras.

4.4.3 CONFIABILIDADE CALCULADA SEM CORROSÃO

Para o cálculo de confiabilidade da estrutura sem ser levada em conta a corrosão da armadura, foi realizado o procedimento do item 2.6 de revisão bibliográfica.

Com isso o valor calculado da confiabilidade, aplicando um coeficiente de segurança de 1,4 para cargas permanentes e variáveis, de estruturas de pontes e viadutos em Brasília foi de $\beta = 4,706$ com a utilização das seguintes equações e com o roteiro de calculo programado no Excel.

Todos os cálculos foram realizados com todas as variáveis envolvidas e essa rotina de cálculo foi processada em cada etapa.

O resultado condiz com os valores encontrados por Gulvanessian (2002) para classes de consequências 2.

4.4.4 CONFIABILIDADE CALCULADA COM EFEITO DA CORROSÃO

Para o calculo da confiabilidade levando em consideração o efeito da corrosão iniciado após a carbonatação atingir o valor de penetração da cobertura. Foi realizado uma diminuição do momento resistente a uma proporção igual à proporção de perda de área de aço ao longo do tempo. Utilizando a equação 3.3. Com isso, o valor de K_{corr} é multiplicado pelo momento resistente R da equação 2-19, para se obter os índices de confiabilidade com o passar do tempo:

$$K_{corr.} = \frac{As(t)}{As_{inicial}} \quad (3.3)$$

Sendo $As_{inicial}$ a taxa de armadura inicial adotada em projeto e $As(t)$ sendo caracterizado pela equação 2-5 apresentada anteriormente.

$$As(t) = \begin{cases} \frac{\eta\pi D_b}{4} & \text{para } t \leq Ti \\ \frac{\eta\pi[D_b - 2C_r(t - Ti)]^2}{4} & \text{para } t > Ti \end{cases} \quad (2.5)$$

Onde D_b é o diâmetro da barra, n é o número de barras, Ti é o tempo inicial de corrosão (calculado pelo tempo em que a carbonatação penetra uma quantidade igual ao cobrimento da estrutura de concreto) e Cr é a taxa de corrosão da armadura.

Com isso, o valor de K_{corr} é dado pela equação simplificada:

$$K_{corr.} = \frac{\frac{n\pi[D_b - 2C_r(t - Ti)]^2}{4}}{\frac{n\pi D_b}{4}} = \frac{[D_b - 2C_r(t - Ti)]^2}{D_b} \quad (3.4)$$

É possível então notar que o a constante de corrosão não depende do número de barras nem da área de aço adotada, e sim do diâmetro da barra utilizado, do tempo a ser analisado e do tempo inicial de início da carbonatação.

Sendo o tempo de início da carbonatação uma variável calculada no item 4.4.2 para um cobrimento de 25mm. Na tabela 4-3 são apresentados os valores de confiabilidade encontrado ao longo de anos, para cada diâmetro de barras de 8, 16, 32 e 40mm utilizada comercialmente no Brasil para cobrimentos de 25mm e coeficientes de segurança de 1,4.

Tabela 4-3 - Confiabilidade β para cobrimentos de 25mm e coeficiente de segurança de 1,4

	Diâmetro das barras			
Tempo t (anos)	8	16	32	40
15	3,23	4,23	4,62	4,68
20	2,43	3,84	4,48	4,57
25	1,59	3,32	4,28	4,43
30	0,87	2,76	4,04	4,26
35	0,27	2,21	3,77	4,07
40	-0,22	1,71	3,47	3,85
45	-0,63	1,26	3,16	3,61
50	-0,91	0,88	2,85	3,36

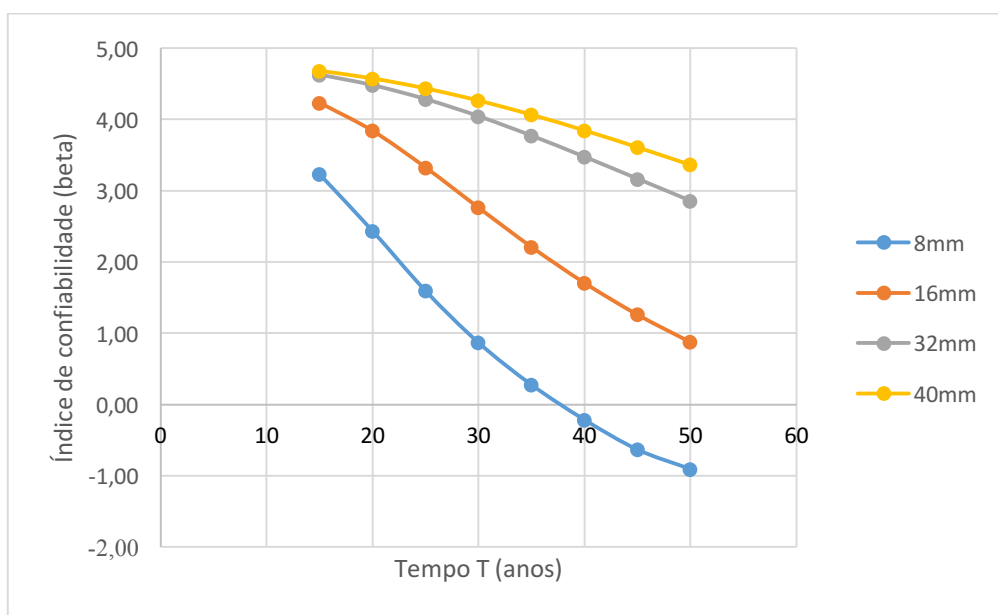


Gráfico 4-2 - Índice de confiabilidade ao longo do tempo T para cobrimento de 25mm e coeficiente de segurança de 1,4

Pode-se perceber que os valores de confiabilidade são bem menores que os valores de referência calculados por Guvanessian (2002). Pois estes estão levando em conta o efeito da corrosão da armadura. Além disso, com o passar dos anos os valores de confiabilidade diminuem, aumentando assim a probabilidade de falha. É possível observar também que a medida que quanto menor o diâmetro da barra utilizada, menor é seu índice de confiabilidade, independente da idade da construção.

4.4.5 CONFIABILIDADE PARA VALORES DE COBRIMENTOS DIFERENTES

Como forma de sugestão, é possível observar que o o cobrimento da armadura influencia bastante no processo de penetração da carbonatação. Portanto, a mesma rotina de cálculo é realizada para valores de cobrimentos diferentes do adotado pela norma. Com isso, segue apresentados a mesma tabela de cálculo para cobrimentos de 30, 35, 40 e 50 mm. Todos para valores de coeficientes de segurança de 1,4.

4.4.6 CONFIABILIDADE PARA VALORES DE COBRIMENTO DE 30MM

Para um cobrimento de 30mm, os valores de de tempo para a carbonatação atingir a armadura (T_i) têm uma média de 15,42 anos e desvio padrão de 5,4 anos. Este é o tempo necessário para se iniciar o processo de corrosão das armaduras. Com esses valores, foram calculados novos valores de índices de confiabilidade.

Na tabela 4-4 são apresentados os valores de confiabilidade encontrado ao longo de anos, para cada diâmetro de barras de 8, 16, 32 e 40mm utilizada comercialmente no Brasil para um cobrimento de 30mm e coeficientes de segurança de 1,4. Já no gráfico 4-3, são apresentados os valores graficamente.

Tabela 4-4 - Confiabilidade β para cobrimento de 30mm e coeficiente de segurança de 1,4.

Tempo t (anos)	Diâmetro das barras			
	8	16	32	40
15	2,64	3,85	4,52	4,62
20	2,29	3,64	4,42	4,55
25	1,83	3,33	4,28	4,44
30	1,31	2,94	4,10	4,31
35	0,80	2,50	3,88	4,14
40	0,32	2,05	3,63	3,96
45	-0,13	1,62	3,36	3,75
50	-0,53	1,23	3,08	3,53

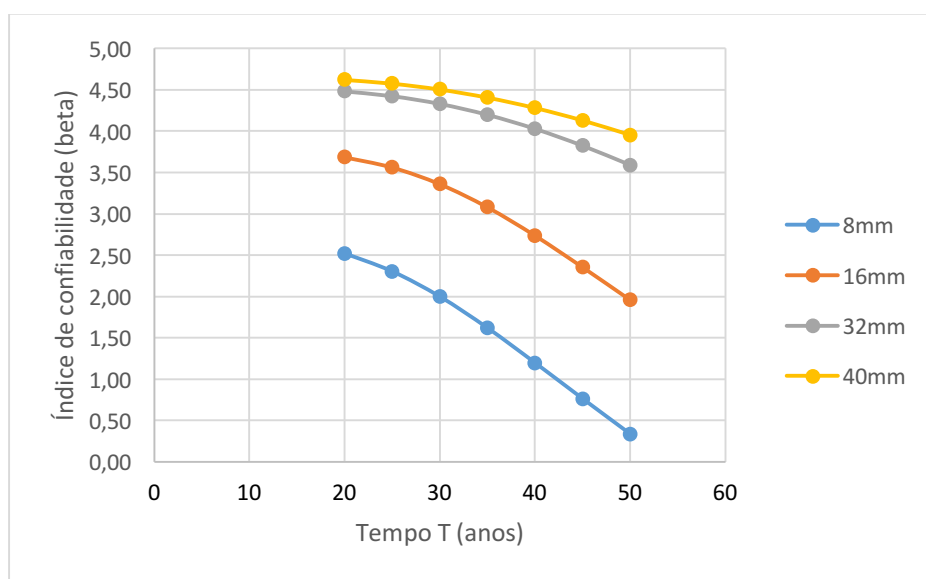


Gráfico 4-3 - Índice de confiabilidade ao longo do tempo T para cobrimento de 30mm e coeficiente de segurança de 1,4.

Com isso, observa-se que há um pequeno aumento na confiabilidade de cada valor encontrado. O que era esperado para valores de cobrimento maiores que 25mm. O que indica a viabilidade em se projetar com cobrimentos maiores que os mínimos exigidos por norma, afim de diminuir probabilidades de falhas dos elementos.

4.4.7 CONFIABILIDADE PARA VALORES DE COBRIMENTO DE 35MM

Para um cobrimento de 35mm, os valores de tempo para a carbonatação atingir a armadura (T_i) têm uma média de 20,32 anos e desvio padrão de 6,18 anos. Este é o tempo necessário para se iniciar o processo de corrosão das armaduras. Com esses valores, foram calculados novos valores de índices de confiabilidade.

Na tabela 4-5 são apresentados os valores de confiabilidade encontrado ao longo de anos, para cada diâmetro de barras de 8, 16, 32 e 40mm utilizada comercialmente no Brasil para um cobrimento de 35mm e coeficientes de segurança de 1,4. Já no gráfico 4-4, são apresentados os valores graficamente.

Tabela 4-5 - Confiabilidade β para cobrimento de 35mm e coeficiente de segurança de 1,4.

Tempo t (anos)	Diâmetro das barras			
	8	16	32	40
20	2,39	3,63	4,42	4,56
25	2,07	3,43	4,33	4,49
30	1,67	3,14	4,20	4,39
35	1,21	2,79	4,03	4,27
40	0,75	2,38	3,83	4,12
45	0,31	1,97	3,59	3,94
50	-0,10	1,57	3,33	3,74

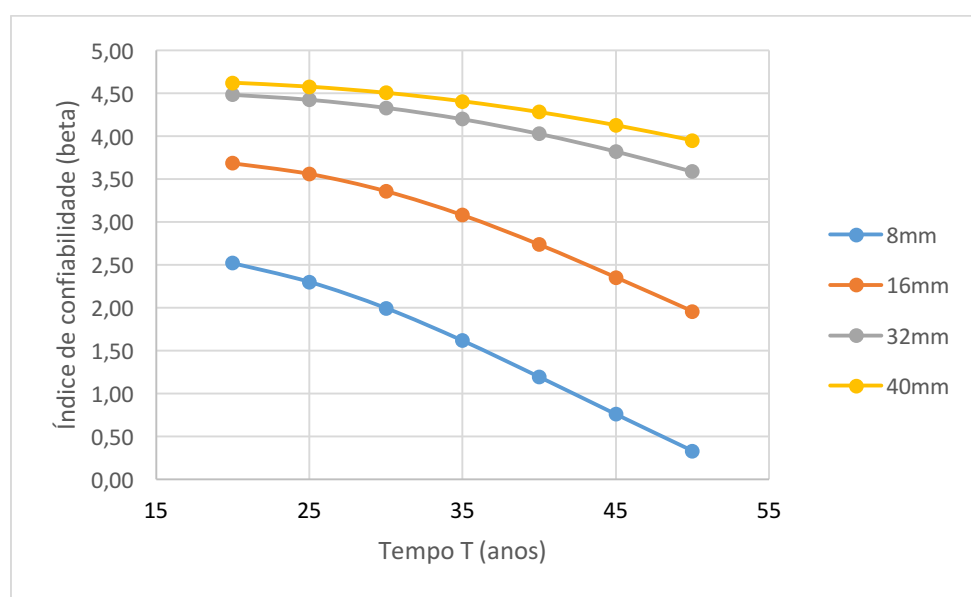


Gráfico 4-4 - Índice de confiabilidade ao longo do tempo T para cobrimento de 35mm e coeficiente de segurança de 1,4.

Assim como para valores de cobrimento de 30mm, observa-se que há um pequeno aumento na confiabilidade de cada valor encontrado, com relação ao cobrimento de 30mm e, conseqüentemente, com relação a valores de 25mm. O que era esperado para valores de cobrimento ainda maiores.

4.4.8 CONFIABILIDADE PARA VALORES DE COBRIMENTO DE 40MM

Para um cobrimento de 40mm, os valores de de tempo para a carbonatação atingir a armadura (Ti) têm uma média de 25,36 anos e desvio padrão de 6,68 anos. Este é o tempo necessário para se iniciar o processo de corrosão das armaduras. Com esses valores, foram calculados novos valores de índices de confiabilidade.

Na tabela 4-6 são apresentados os valores de confiabilidade encontrado ao longo de anos, para cada diâmetro de barras de 8, 16, 32 e 40mm utilizada comercialmente no Brasil para um cobrimento de 40mm e coeficientes de segurança de 1,4. Já no gráfico 4-5, são apresentadosos valores graficamente.

Tabela 4-6 - Confiabilidade β para cobrimento de 40mm e coeficiente se segurança de 1,4.

	Diâmetro das barras			
Tempo t (anos)	8	16	32	40
30	1,98	3,31	4,25	4,43
35	1,61	3,03	4,12	4,33
40	1,19	2,69	3,95	4,20
45	0,77	2,32	3,75	4,05
50	0,35	1,93	3,52	3,87

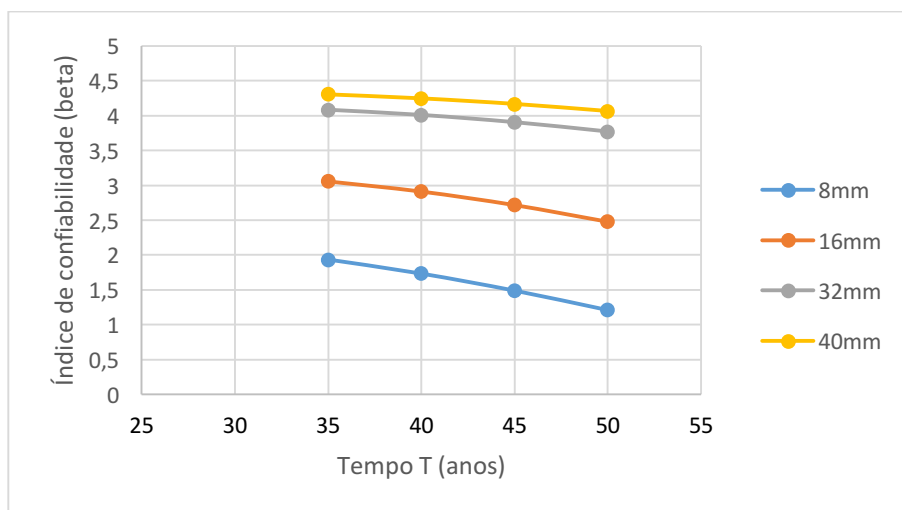


Gráfico 4-5 - Índice de confiabilidade ao longo do tempo T para cobrimento de 40mm e coeficiente de segurança de 1,4.

Assim como para valores de cobrimento de 35mm, observa-se que há um pequeno aumento na confiabilidade de cada valor encontrado, com relação ao cobrimento de 35mm e, conseqüentemente, cobrimentos de 25mm e 30mm. O que era esperado para valores de cobrimento ainda maiores.

4.4.9 CONFIABILIDADE PARA VALORES DE COBRIMENTO DE 50MM

Para um cobrimento de 40mm, os valores de tempo para a carbonatação atingir a armadura (T_i) têm uma média de 38,41 anos e desvio padrão de 9,03 anos. Este é o tempo necessário para se iniciar o processo de corrosão das armaduras. Com esses valores, foram calculados novos valores de índices de confiabilidade.

Na tabela 4-7 são apresentados os valores de confiabilidade encontrado ao longo de anos, para cada diâmetro de barras de 8, 16, 32 e 40mm utilizada comercialmente no Brasil para um cobrimento de 30mm e coeficientes de segurança de 1,4. Já no gráfico 4-6, são apresentados os valores graficamente.

Tabela 4-7 - Confiabilidade β para cobrimento de 50mm e coeficiente de segurança de 1,4.

	Diâmetro das barras			
Tempo t (anos)	8	16	32	40
45	1,50	2,74	3,91	4,16
50	1,21	2,49	3,77	4,05

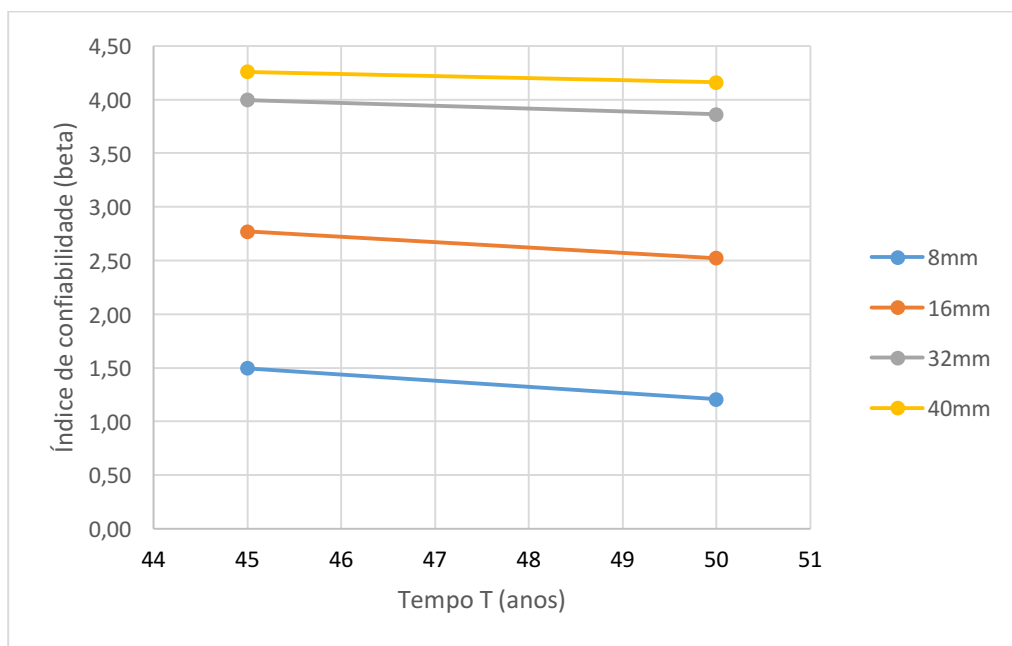


Gráfico 4-6 - Índice de confiabilidade ao longo do tempo T para cobrimento de 50mm e coeficiente de segurança de 1,4.

Com isso, é possível perceber que uma boa medida para minimizar os riscos de colapso de uma estrutura é utilizar maiores cobrimentos ou priorizar o dimensionamento com barras de diâmetros maiores.

4.4.10 CONFIABILIDADE PARA COEFICIENTE DE SEGURANÇA DE 1

Será realizada uma análise para se obter a confiabilidade de estruturas para o caso em que não fossem empregados os coeficientes de segurança da norma para o cálculo de estruturas. Ou seja, que os valores de resistência fossem iguais aos de solicitações sem minorações. Os valores foram calculados para um cobrimento de 25mm, os valores de tempo para a carbonatação atingir a armadura (T_i) têm uma média de 10,27 anos e desvio padrão de 2,83 anos. Este é o tempo necessário para se iniciar o processo de corrosão das armaduras. Com esses valores, foram calculados novos valores de índices de confiabilidade. Sendo a confiabilidade da estrutura no período de 1 ano igual a $\beta=5,028$.

Na tabela 4-8 são apresentados os valores de confiabilidade encontrado ao longo de anos, para cada diâmetro de barras de 8, 16, 32 e 40mm utilizada comercialmente no Brasil para um cobrimento de 30mm e coeficientes de segurança de 1. Já no gráfico 4-7, são apresentados os valores graficamente.

Tabela 4-8 - Confiabilidade β para cobrimento de 25mm e coeficiente de segurança de 1.

Tempo t (anos)	Diâmetro das barras			
	8	16	32	40
15	3,54	4,58	4,98	5,03
20	2,77	4,22	4,85	4,94
25	1,94	3,73	4,68	4,82
30	1,21	3,17	4,46	4,67
35	0,62	2,62	4,20	4,49
40	0,15	2,10	3,91	4,28
45	-0,23	1,64	3,60	4,05
50	-0,48	1,25	3,29	3,81

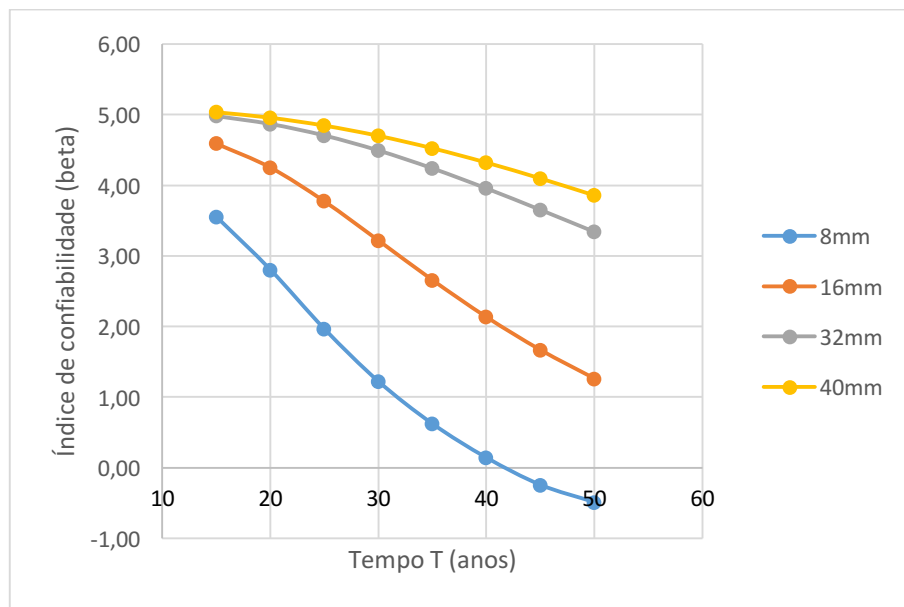


Gráfico 4-7 - Confiabilidade β para cobrimento de 25mm e coeficiente de segurança de 1.

Com isso, pode-se observar um aumento da confiabilidade para valores com coeficientes de segurança de 1,4. Pois, quando não é levado em conta a minoração dos valores de resistência da estrutura (coeficiente de segurança igual a 1), é possível prever que confiabilidade teria valores maiores.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 CONCLUSÃO SOBRE O USO DE MODELOS ESTATÍSTICOS

Através deste resultado pode-se concluir que:

- O índice de confiabilidade β , é uma ferramenta importante nos delineamentos que envolvam a estimação da falha ou colapso associada a um componente, peça ou produto estrutural;
- Com emprego do índice de confiabilidade β , não há necessidade do emprego dos tradicionais coeficientes de segurança fixos e nem os parciais;
- As incertezas presentes nas solicitações (S) e nas resistências (R) podem ser quantificadas. Apesar de demonstrar ser um poderoso método alternativo, algumas pesquisas são necessárias para se estudar o comportamento de β em situações onde a função de falha ou colapso não for explicada por um modelo normal de probabilidade.
- A análise por métodos matemáticos probabilísticos trazem interpretações fáceis de serem interpretadas, com resultados finais de fácil observação e interpretação.
- O auxílio de ferramentas computacionais nessa análise é prática e possibilita o cálculo praticamente qualquer efeito que envolva variáveis aleatórias.

5.2 RECOMENDAÇÕES PARA ESTRUTURAS DURÁVEIS

Como tema deste trabalho, as conclusões devem ser realizadas, naturalmente, em torno deste assunto tão importante para construções civis.

Vê-se que existem várias maneiras de se ter estruturas mais seguras e este estudo mostra, principalmente que algumas medidas podem ser adotadas de maneira que os gastos são irrisórios, se comparados ao valor de uma obra. A adoção de cobrimentos nominais maiores trazem uma segurança maior às estruturas a longo prazo, a adoção de barras de maiores diâmetros também contribui pelo fator segurança, mesmo acarretando em um aumento no valor da obra.

Além disso, é importante observar o que uma manutenção adequada na estrutura também minimiza os riscos de degradação da mesma, incluindo o tema mais abordado neste trabalho, que é o efeito de depreciação da armadura devido ao efeito da carbonatação.

Com isso, segue-se algumas recomendações objetivas para se ter, projetar, e manter uma estrutura durável, minimizando riscos de depreciações e rupturas:

- Proteger o concreto contra a agressividade do meio ambiente, pois este é o maior fator de contribuição para a deterioração da estrutura;
- Projetar e executar obras de acordo com o cobrimento normativo das armaduras ou cobrimentos maiores, visto que não há uma cultura de manutenção no Brasil e isto leva uma deterioração menor da armadura;
- Utilizar na execução cimento e agregados de boa qualidade, compatíveis entre si e com a agressividade do meio ambiente, pois este fator diminui a permeabilidade do concreto, diminuindo assim a penetração da carbonatação, entre outros fatores vistos no trabalho;
- Utilizar um baixo valor da relação água/cimento, sendo este fator também diretamente ligado à permeabilidade do concreto;
- Utilizar na execução aditivos adequados, pois estes, quando bem aplicados têm diversas funções, entre elas a diminuição da permeabilidade e proteção extra de armaduras e do próprio concreto;
- Dosagem que proporcione baixa porosidade e baixa permeabilidade do concreto, pois este fator também relacionado com a permeabilidade do concreto;
- Cura prolongada, também relacionado a permeabilidade do concreto;

Sobre o detalhamento de projetos, algumas observações também são importantes para se concluir deste trabalho:

- Projetar de estruturas robustas, funcionais, pouco deformáveis, embora estéticas, com cobrimentos adequados ao tempo que se deseja.
- Prever em projetos pontos específicos de drenagem, pois o acúmulo de água provoca diversos danos à estrutura, citados neste trabalho.
- Prever acesso a todos os pontos da estrutura, para que se possa realizar a devida manutenção adequada da mesma

Obviamente, é imprescindível que sejam utilizadas boas práticas e bastante atenção na etapa de construção, utilizando sempre que possível, mão de obra capacitada a realizar o tipo de construção a ser executada. Pois alguns erros que podem ser considerados como simples, podem levar a uma durabilidade muito inferior à prevista em projeto. Um simples desnível em um piso, pode levar ao acúmulo de água, concentrando ali a penetração de água e elementos químicos danosos às estruturas, aumentando naquele ponto a probabilidade de diversos agentes nocivos.

Naturalmente que é imprescindível a uma manutenção adequada, rotineira e continuada por um profissional ou empresa tecnicamente capacitados, pois isto tem um baixíssimo valor, se comparado a valores para se realizar reforços ou intervenções em uma estrutura depois que o problema já é crítico.

5.3 TRABALHOS FUTUROS

Algumas sugestões para trabalhos futuros baseados no que foi apresentado é a análise dos demais diversos efeitos de degradação das estruturas apresentadas na revisão teórica. Existem diversos mecanismos e diversos estudos ao longo do mundo que tenta prever cada um dos efeitos de deterioração apresentados.

Além disso, podem ser realizados estudos de casos para verificar a probabilidade de falha de estruturas já construídas em Brasília. Calculando assim a confiabilidade delas utilizando valores reais de projetos para carregamentos e materiais utilizados.

Um trabalho análogo pode ser realizado para qualquer região ou cidade do Brasil, podendo ser adaptado também para os mais diversos tipos de construções.

É possível também realizar uma combinação de todos os efeitos e determinar a confiabilidade da estrutura com diversos efeitos de deterioração levados em consideração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - **ACI 365.1R-00: Service-life Prediction**. Michigan, 2000.
- ANDRADE, Jairo José de Oliveira, HELENE, Paulo, MEDEIROS, Marcelo Henrique Farias de, e Paulo Helene. **Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto**. Florianópolis, 2011.
- **Aplicações do Abaqus**. Simulia Abaqus. Acesso: 1 de julho de 2017, disponível em https://www.researchgate.net/post/Abaqus-how_to_know_the_load_and_displacement_at_which_first_cracks_appear_after_a_complete_analysis_for_a_reinforced_concrete_RC_beam.
- **Aplicações do PLAXIS**. PLAXIS. Acesso: 25 de junho de 2017, disponível em < www.plaxis.com >.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR **6118:2012**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2012.
- BRANDÃO, Ana Maria da Silva. **Qualidade e Durabilidade das Estruturas de Concreto Armado**. São Carlos, 1998.
- BHATTACHARJEE, Sudip S. **Visco-elastic damage modelling of concrete**. Québec, 1997.
- CASTRO, A. L. de, LIBORIO, J. B. L., PANDOLFELLI, V. C. **Reologia de concretos de alto desempenho aplicados na construção civil**. São Carlos, 2011.
- CORRÊA, Lásaro Roberto. **Sustentabilidade na construção civil**. Belo Horizonte, 2009.
- CUSTODIO, Vicente e RIPPER, Thomas. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estrutura de Concreto**. São Paulo, 2009.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRÂNSITO - DNIT **044/2004**: Pavimento Rígido – Selante de Juntas – Envelhecimento acelerado em estufa – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2004.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRÂNSITO - DNIT **045/2004**. Pavimento Rígido – Selante de Juntas – Envelhecimento acelerado por intemperismo – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2004.
- DORMIEUX, L., LEMARCHAND, E., ULM, F.-J. **Elements of Micromechanics of ASR-Induced Swelling in Concrete Structures**. 2002.
- HELENE, P. A Nova ABNT NBR 6118 e a Vida Útil das Estruturas de Concreto. Porto Alegre, 2004.
- LOPES, LUCIANA ERICEIRA. **Modelagem mecânica e numérica da reação álcali-agregado com aplicação a barragens de concreto**. Rio de Janeiro, 2004.
- PACELLI DE ANDRADE, W. **CONCRETOS massa, estrutural, projetado e compactado com rolo – Ensaios e Propriedades**, 1 ed. São Paulo, 1997.

- RÍOS, SIXTO. **Modelización**. Madrid, 1995.
- ROCH, IVAN. **Corrosão em estruturas de concreto armado**. Goiânia, 2015.
- ROQUE, J. A., MORENO JUNIOR, A. L. **Considerações sobre vida útil do concreto**. São Carlos, 2005.
- PEREIRA, Valdir Moraes. **Permeabilidade ao Ar do Concreto**. Campinas 2011
- OLLIVIER, J. P.; MASSAT, M. **Permeability and microstructure of concrete: a review of modelling**. *Cement and Concrete Research*, vol. 22, pp. 503-514, 1992.
- METHA, P. K; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. 3ª ed. Ed. Pini. São Paulo, 2008.
- PEREIRA, L. F. L. C.; CINCOTTO, M. A. **Determinação de cloretos em concreto de cimentos Portland: influência do tipo de cimento**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. BT/PCC/294. São Paulo, 2001.
- PAULINI, P. **A laboratory and on-site test method for air permeability of concrete**, *Proceedings of the 2nd International Symposium on Service Life Design for Infrastructure*, 4-6 October 2010, Delft, RILEM PRO 70, vol. II, 995-1002
- **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento: NBR 6118**. Rio de Janeiro, Brasil, 2003.
- **Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento: NBR 7187:2003**. Rio de Janeiro, Brasil, 2003.
- GOMES, H.M. **Técnicas de avaliação da confiabilidade em estruturas de concreto armado**. Tese de Doutorado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre, 2001.
- GULVANESSIAN, H.; MENZIES, J.B. **The Eurocode for Structural loading: Eurocode I. Progress in Structural Engineering and Materials**, Vol.2, 2000, pp.472-482.
- UNIOR, A.C. **Aplicação de confiabilidade na calibração de coeficientes parciais de segurança de normas brasileiras de projeto estrutural**. Dissertação de mestrado – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de estruturas, São Carlos, 2008.

APÊNDICE

Distribuição	PDF - $f_X(x)$	CDF - $F_X(x)$	Média - μ_X	Desvio Padrão - σ_X
Normal	$\frac{1}{x\xi\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_X}{\sigma_X}\right)^2\right]$	$\Phi\left(\frac{x-\mu_X}{\sigma_X}\right)$	μ_X	σ_X
Lognormal	$\frac{1}{x\xi\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\lambda}{\xi}\right)^2\right]$	$\Phi\left(\frac{\ln(x)-\lambda}{\xi}\right)$	$\exp\left(\lambda + \frac{1}{2}\xi^2\right)$	$\mu_X \sqrt{\exp(\xi^2) - 1}$

Tabela 0-1 - Distribuições utilizadas

DISTRIBUIÇÃO PARA FCK

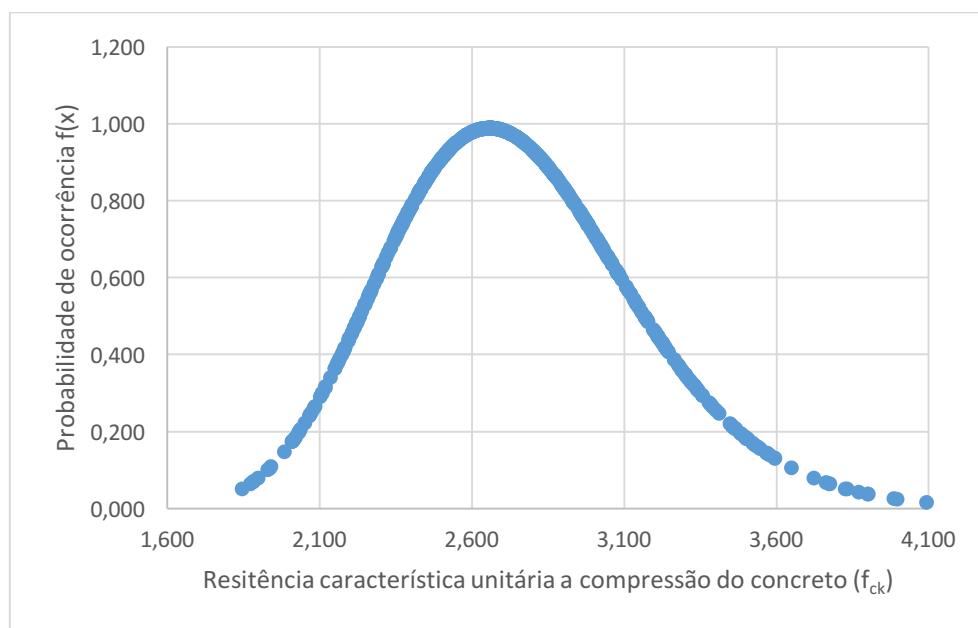


Gráfico 0-1 - Gráfico com distribuição Lognormal do f_{ck} unitário

DISTRIBUIÇÃO PARA FYK

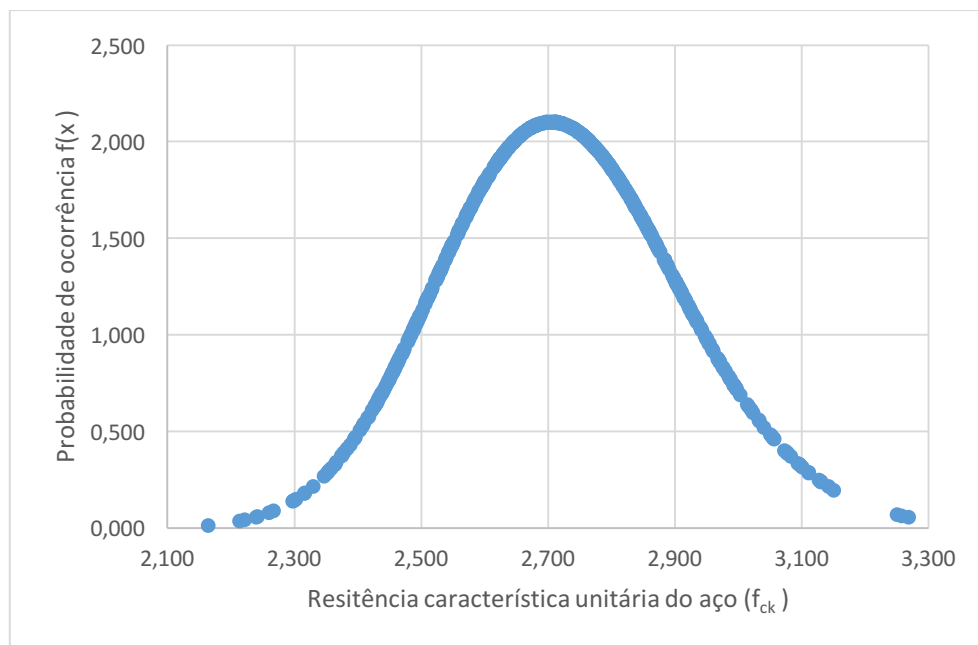


Gráfico 0-2 - Gráfico com distribuição Lognormal do f_{yk}

DISTRIBUIÇÃO DE PESO ESPECÍFICO DO CONCRETO

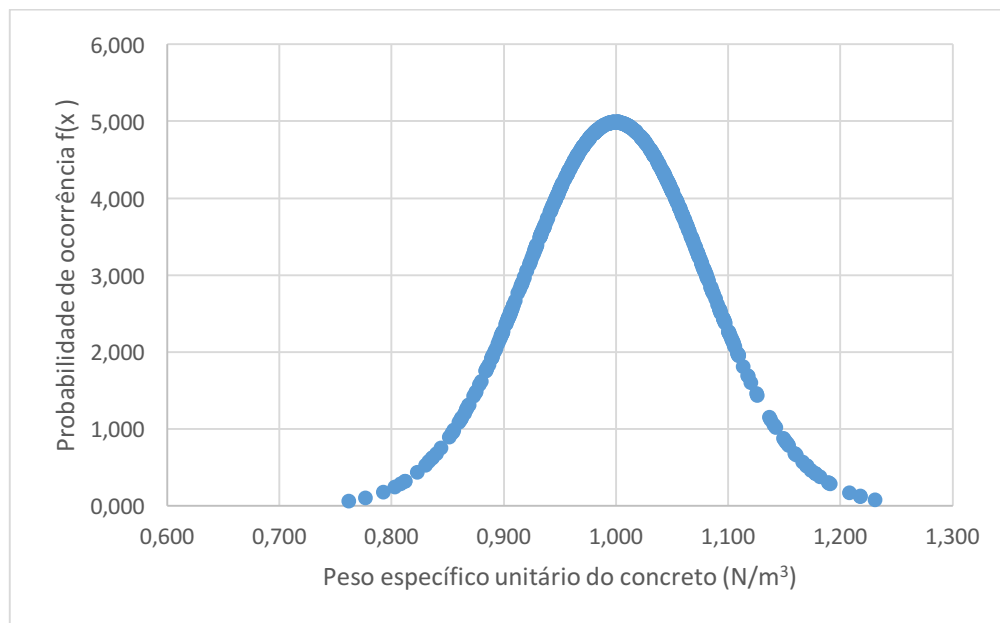


Gráfico 0-3 - Gráfico com distribuição normal do peso específico do concreto (γ)

DISTRIBUIÇÃO PARA CARGA Q

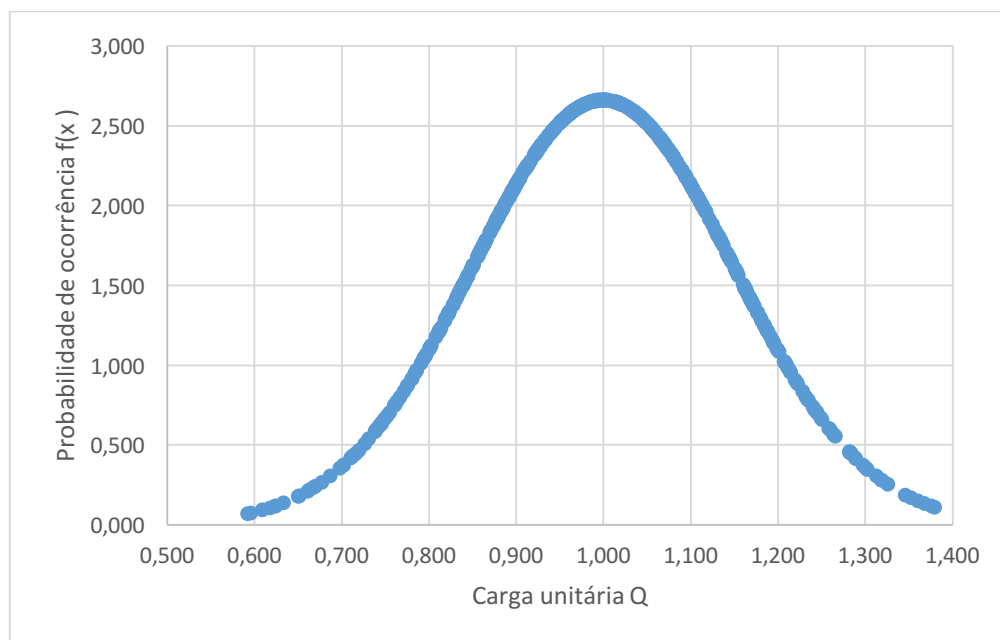


Gráfico 0-4 - Gráfico com distribuição normal da carga Q

DISTRIBUIÇÃO PARA TAXA DE CORROSÃO

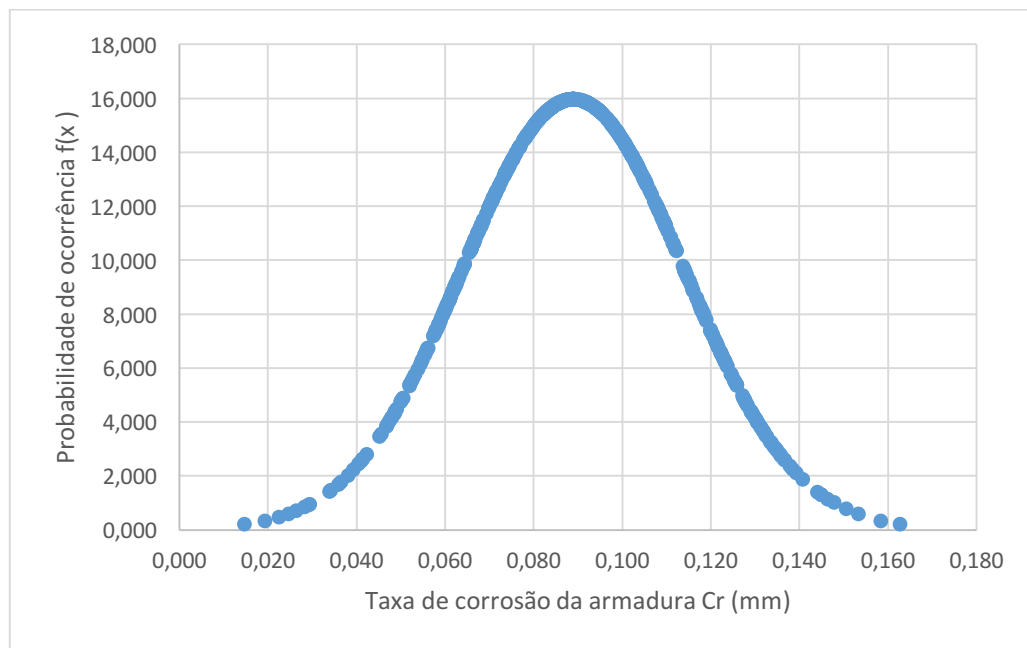


Gráfico 0-5 - Gráfico com distribuição normal da taxa de corrosão (Cr)

DISTRIBUIÇÃO PARA COEFICIENTE DE IMPACTO

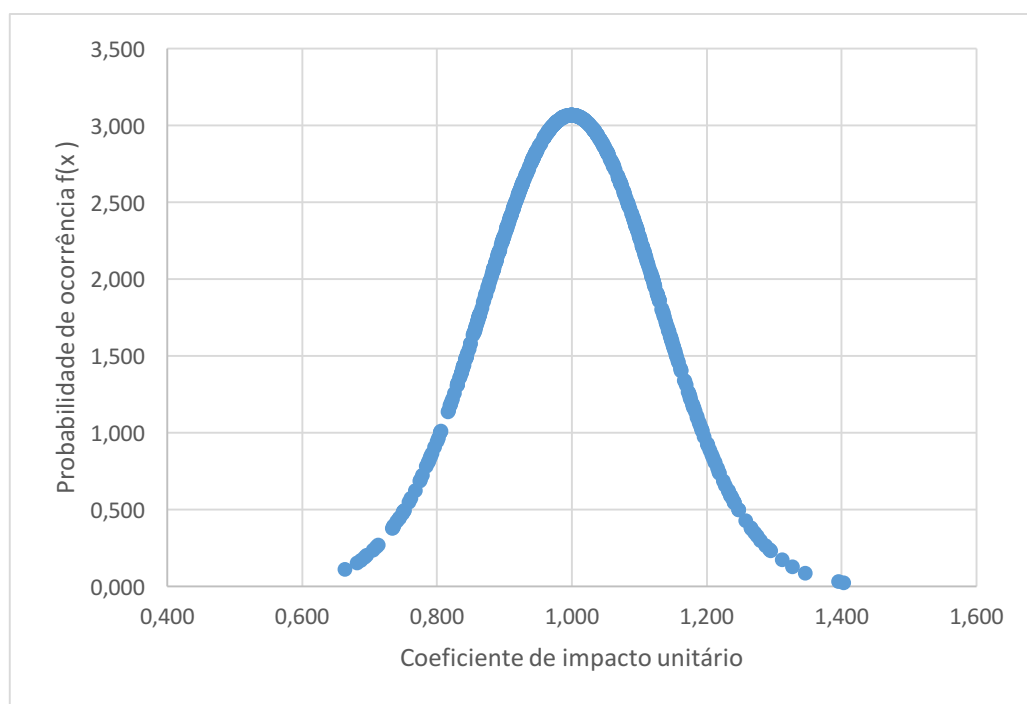


Gráfico 0-6 - Gráfico com distribuição normal do coeficiente de impacto (ϕ)